관리번호

사본번호

서울제물포터널 민간투자사업 건설공사

구조 및 수리계산서

- 1구간 · 2구간 - [1/6권]

2021. 04

서울터널주식회사

관리번호

사본번호

서 울 제 물 포 터 널　민 간 투 자 사 업

구조 및 수리계산서 Ⅰ

2015. 12

서울터널주식회사

전 체 목 차

Ⅰ권

Ⅰ 지하차도공

제1장 시점측 지하차도

제2장 시점측 영업소

Ⅱ권

제3장 RAMP A

Ⅲ권

제4장 RAMP B

Ⅳ권

제5장 RAMP C

Ⅴ권

제6장 RAMP D

제7장 중점검토사항

Ⅵ권

Ⅱ 교량공

제1장 신당보도육교

제2장 신강고가차도교

Ⅲ 수리계산서

제1장 집수정 용량 계산서

제2장 초기우수처리시설 용량 계산서

제3장 교량 배수시설 계산서

제4장 노면 배수 수리계산서

Ⅳ 방수문 계산서

제1장 방수문 계산서

목 차

Ⅰ 지하차도공

제1장 시점측 지하차도

1. U-TYPE
   - U1 ····· 7
   - 접속슬래브 ····· 73
   - U2 ····· 81
   - U3 ····· 149
   - U4 ····· 217
   - U5 ····· 285
   - U6 ····· 357
   - U7 ····· 431
   - U8 ····· 501
   - U9 ····· 581
2. BOX
   - B1 ····· 665
   - B2 ····· 761
   - B3 ····· 949
   - B11 ····· 1139
   - B12 ····· 1329
   - B13 ····· 1521

제2장 시점측 영업소

1. 영업소 BOX
   - B6 ····· 1621
   - B10 ····· 1811
2. 영업소 집수정구간 BOX ····· 1995
3. 집수정 연결 단면 H-H ····· 2069
4. 집수정 연결 단면 J-J ····· 2141
5. 유지관리 샤프트 ····· 2211
6. 채광덕트 ····· 2229
7. 보강거더 ····· 2247
   - 거더1 ····· 2249
   - 거더2 ····· 2265
   - 거더3,4 ····· 2283
   - 거더5 ····· 2299
   - 거더6 ····· 2313
   - 거더7 ····· 2327
   - 거더8 ····· 2359
8. 집수정 마감벽 ····· 2359
9. 내부계단 및 월류벽 ····· 2383

Ⅰ. 지하차도공

제 1 장 시점측 지하차도

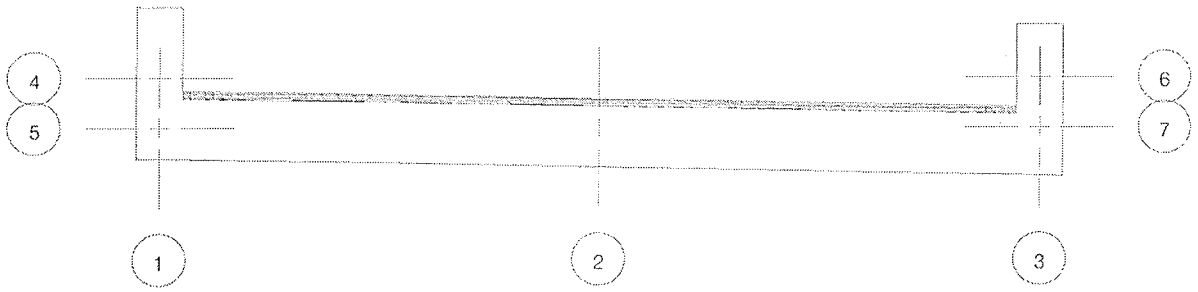
1.1 U-TYPE

U1

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm^2		mm^2	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	500	31.12	133.18	183.63	H16 - 4.0EA	794.40	4.28
		중앙부(상면)	2	1000	520	21.42	138.58	121.42	H16 - 4.0EA	794.40	6.47
		중앙부(하면)	2	1000	500	6.39	133.18	37.61	H16 - 4.0EA	794.40	20.84
		우측	3	1000	500	31.12	133.18	183.63	H16 - 4.0EA	794.40	4.28
		우측(배수구단면)	3	1000	376	27.32	72.68	293.80	H16 - 4.0EA	794.40	2.66
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	17.73	92.66	149.57	H16 - 4.0EA	794.40	5.23
		하부	5	1000	350	25.83	92.66	218.21	H16 - 4.0EA	794.40	3.59
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	350	17.73	92.66	149.57	H16 - 4.0EA	794.40	5.23
		하부	7	1000	350	25.83	92.66	218.21	H16 - 4.0EA	794.40	3.59

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부슬래브	1경간	좌측	1	1200.0	1267.0	O.K	900.0	1267.0	O.K
		중앙부(상면)	2	1200.0	1267.0	O.K	900.0	1267.0	O.K
		중앙부(하면)	2	1200.0	1267.0	O.K	900.0	1267.0	O.K
		우측	3	1200.0	1267.0	O.K	900.0	1267.0	O.K
		우측(배수구단면)	3	752.0	1267.0	O.K	564.0	1267.0	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	900.0	950.3	O.K	675.0	950.3	O.K
		하부	5	900.0	950.3	O.K	675.0	950.3	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	900.0	950.3	O.K	675.0	950.3	O.K
		하부	7	900.0	950.3	O.K	675.0	950.3	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	324.8	13.8	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		중앙부	2	337.8	11.2	387.16	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측	3	324.8	13.8	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측 (배수구단면)	3	179.3	12.0	231.72	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	227.3	25.3	360.37	1.00	-	H13	100	126.70	O.K
		하부	5	227.3	25.3	360.37	1.00	-	H13	100	126.70	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	227.3	25.3	360.37	1.00	-	H13	100	126.70	O.K
		하부	7	227.3	25.3	360.37	1.00	-	H13	100	126.70	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 250 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	500	H16 - 4.0EA	250	1228.059	O.K	4.91
		중앙부 (상면)	2	520	H16 - 4.0EA	250	1441.098	O.K	5.76
		중앙부 (하면)	2	500	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측	3	500	H16 - 4.0EA	250	1228.059	O.K	4.91
		우측(배수 구단면)	3	376	H16 - 4.0EA	250	758.500	O.K	3.03
좌측벽체	1층	중앙부	4	350	H16 - 4.0EA	250	1494.558	O.K	5.98
		하부	5	350	H16 - 4.0EA	250	1026.218	O.K	4.11
우측벽체	1층	중앙부	6	350	H16 - 4.0EA	250	1494.558	O.K	5.98
		하부	7	350	H16 - 4.0EA	250	1026.218	O.K	4.11

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지하차도 (내공 : 8.1M × 0.898M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트(ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

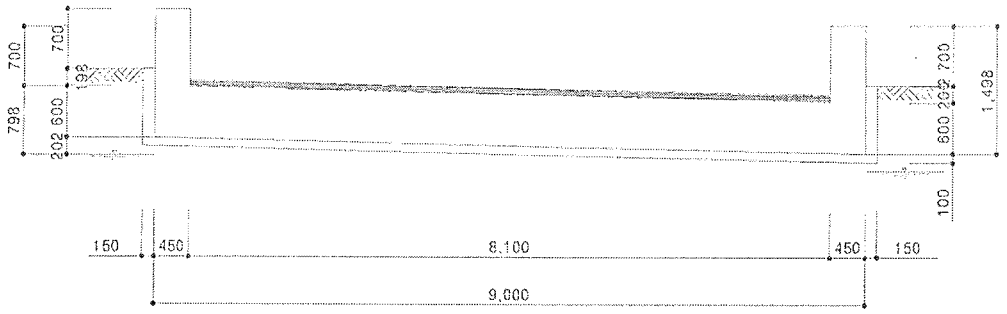
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준·해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


700
700
198
798
202
600
700
202
800
1,498
100
150
450
8,100
450
150
9,000

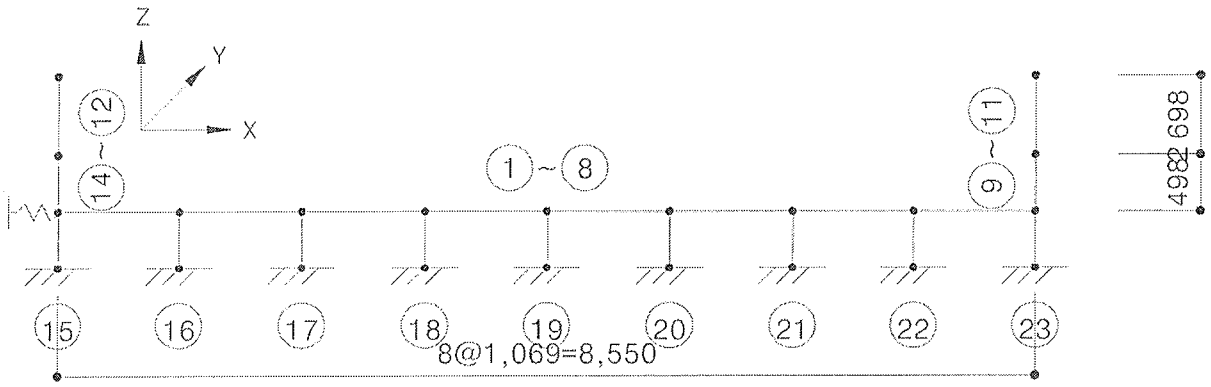
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

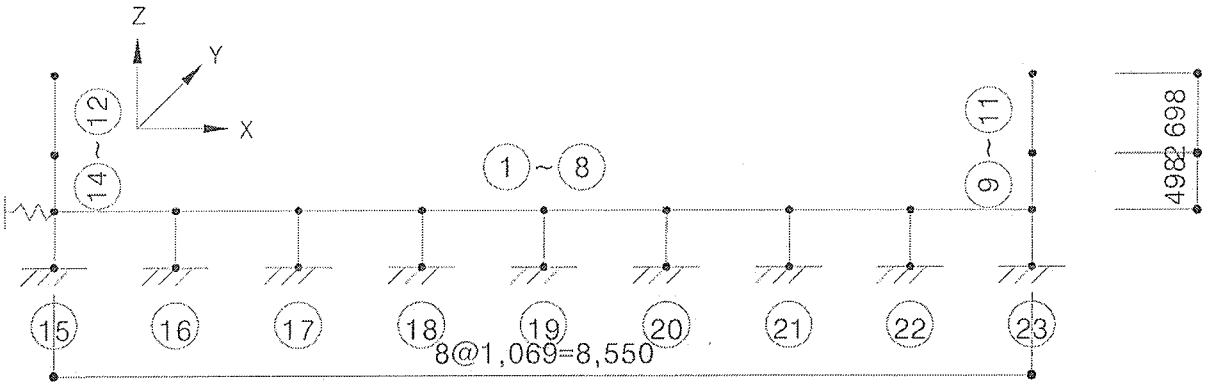
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점상도



② 부재상도



2) 단면제원

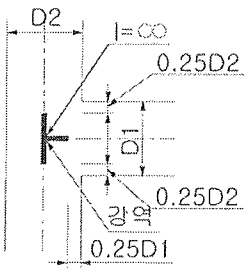
NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	0.600 × 1.000 = 0.600	0.01800	1~8
2	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	9~14

3) 단면좌표

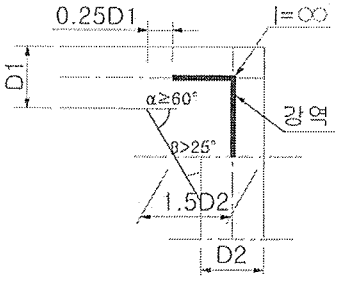
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	13	0.000	1.698
2	1.069	0.500	14	0.000	1.000
3	2.138	0.500	15	0.000	0.998
4	3.206	0.500	16	0.000	0.000
5	4.275	0.500	17	1.069	0.000
6	5.344	0.500	18	2.138	0.000
7	6.412	0.500	19	3.206	0.000
8	7.481	0.500	20	4.275	0.000
9	8.550	0.500	21	5.344	0.000
10	8.550	0.998	22	6.412	0.000
11	8.550	1.000	23	7.481	0.000
12	8.550	1.698	24	8.550	0.000

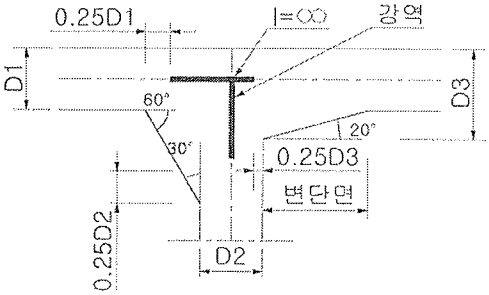
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 600 = 75 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 mm

(3) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 600 = 75 mm

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 mm

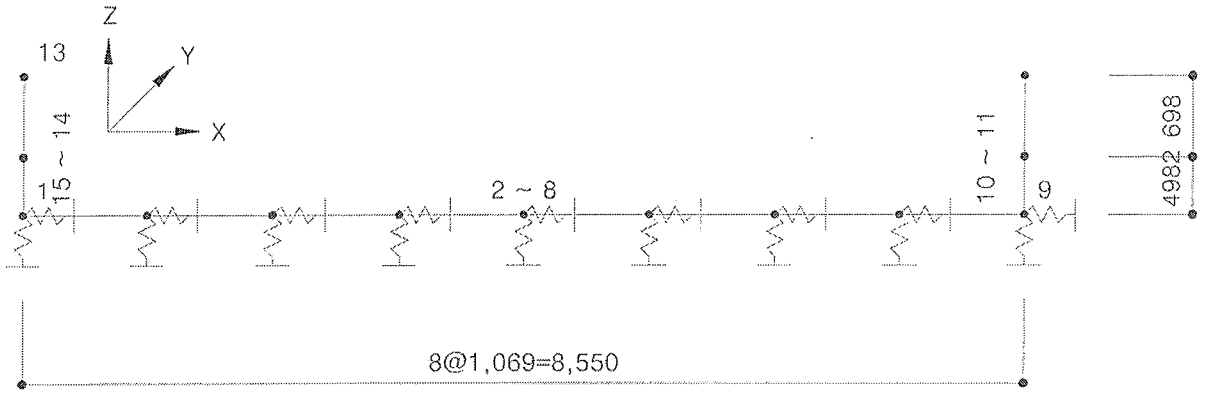
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

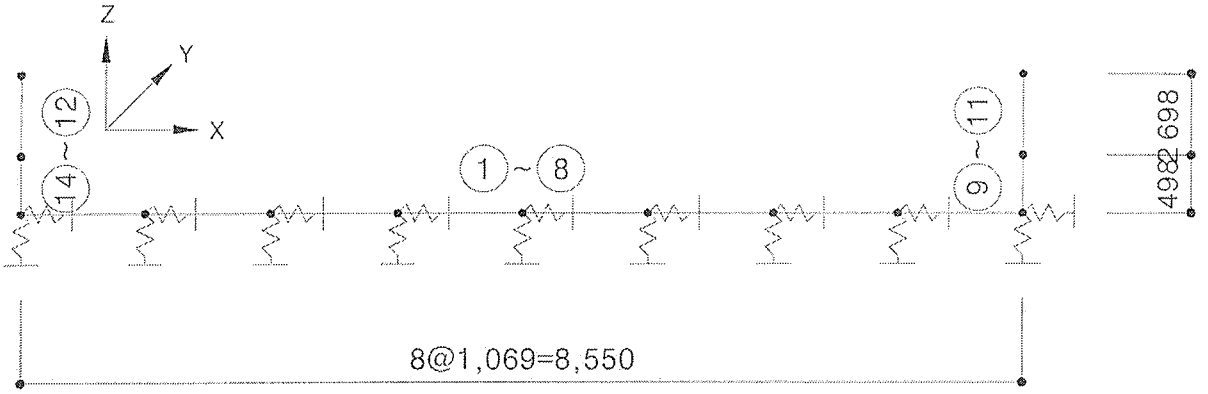
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

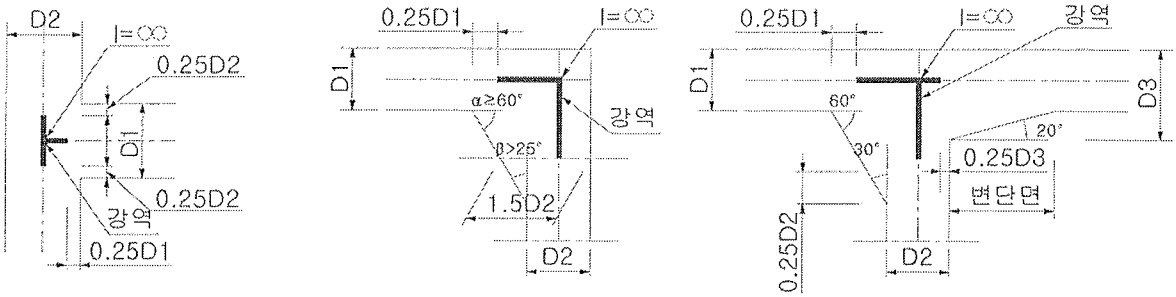
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	1~8
2	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	9~14

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	9	8.550	0.000
2	1.069	0.000	10	8.550	0.498
3	2.138	0.000	11	8.550	0.500
4	3.206	0.000	12	8.550	1.198
5	4.275	0.000	13	0.000	1.198
6	5.344	0.000	14	0.000	0.500
7	6.412	0.000	15	0.000	0.498
8	7.481	0.000			

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 600 = 75 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 mm

(3) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 600 = 75 mm

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 9000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B = √(9.000 × 9.000) = 9.00 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 9000 = 30000.00 kN/m³

Kv = 30000.000 × (9.000 / 0.3) $^{-3/4}$ = 2340.35 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.069/2) = 1777 kN/m	1.9
Kv2	Kv x (1.069/2 + 1.069/2) = 2501 kN/m	2~8
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	5

7. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 2

Eo = 9000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트질 모래

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(9.000 × 9.000) = 9.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kv = 60000.000 × (9.000 / 0.3)$^{-3/4}$ = 4680.69 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 4680.690 = 1560.23 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(0.798 × 0.798) = 0.798 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (0.798 / 0.3)$^{-3/4}$ = 28808.08 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 28808.080 = 9602.69 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트질 모래

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(0.798 × 0.798) = 0.798 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (0.798 / 0.3) $^{-3/4}$ = 28808.08 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 28808.080 = 9602.69 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.069/2 + 1.069/2) = 5002 kN/m	2~8
Ksb1	Ksb x (1.069/2 + 1.069/2) = 1667 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.069/2) = 3554 kN/m	1.9
Ksb1	Kh x (1.198/2 + 0.800/2) = 28778 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- Wl = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = 0.408 × 23.000 × 0.500 = 4.691 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = 0.408 × 23.000 × 0.500 = 4.691 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = (0.798 - 1.000) × 10.000 = -2.021 kN/m²

6) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.154
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)).kv =	:	8.755

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

= 0.436

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.063
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)).kv =	:	3.605

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

= 0.372

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.408 × 23.000 × 0.436 = 4.090 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.408 × 23.000 × 0.372 = 3.490 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.408 × 23.000 × 0.436 = 4.090 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.408 × 23.000 × 0.372 = 3.490 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.600×25.000×0.063 = 0.945	fb = 0.600×25.000×0.154 = 2.310

② 측벽

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f2 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f3 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f3 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f4 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f4 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732

10. 하 중 재 하 (상시)

1) CASE1 - 구체자중(SW)



2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



3) CASE3 - 충돌하중(CL)



4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



10) CASE10 - 수평수압(WATERH)



11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)



12) CASE12 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



13) CASE13 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)



14) CASE14 - 건조수축 -15° C(SHRINK)



11. 하중 재하 (기능수행)

1) CASE1 - 구체자중(SW)



2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



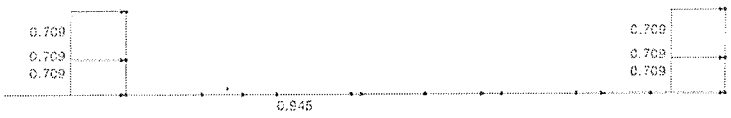
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



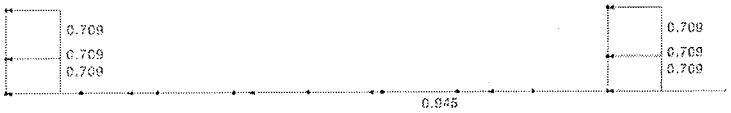
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)



10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)



12. 하중 재하 (붕괴방지)

1) CASE1 - 구체자중(SW)



2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



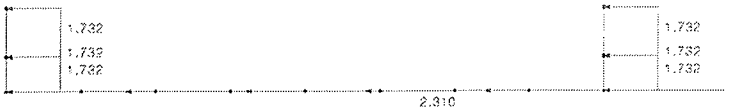
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.700 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.600	●
LC7	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.600	●
LC8	0.900	0.900		1.600		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	●

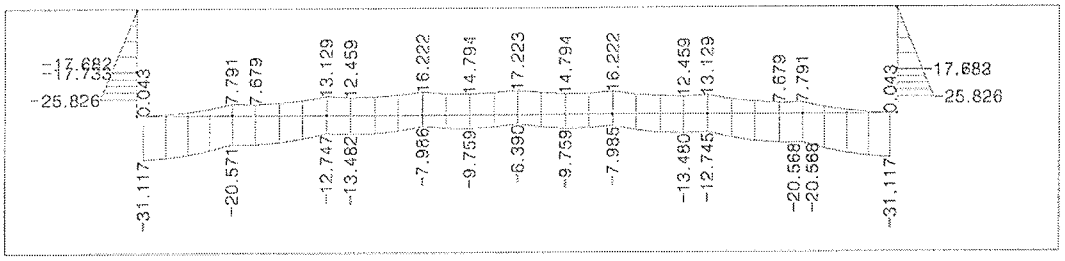
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.400	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.400	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.400	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.400	●

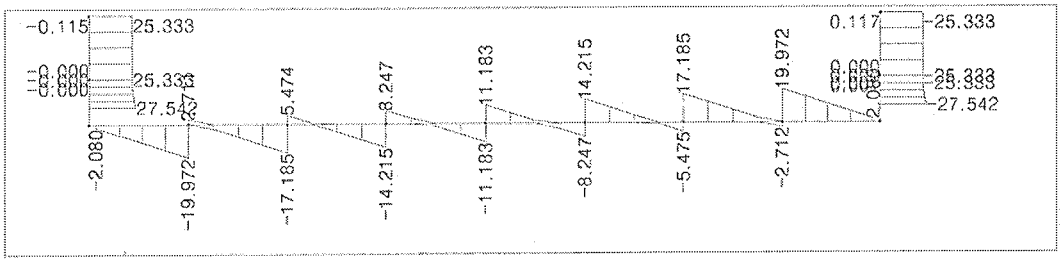
14. 단면력정리

14.1 상시

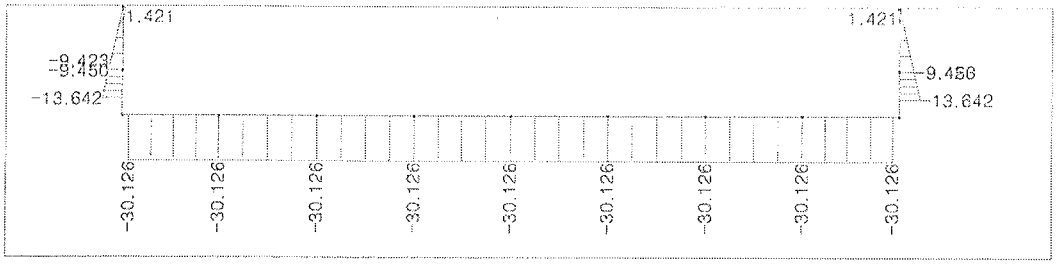
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



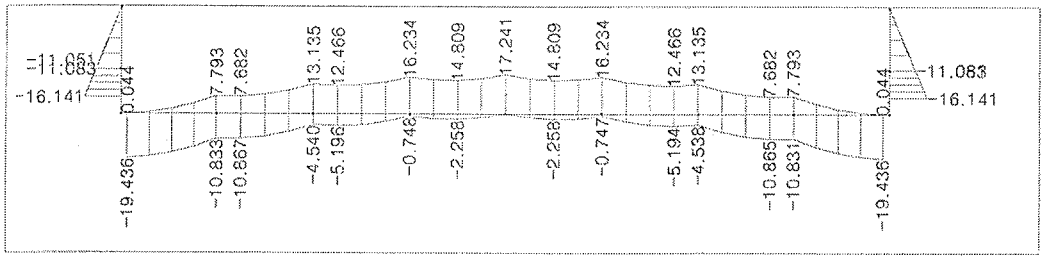
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

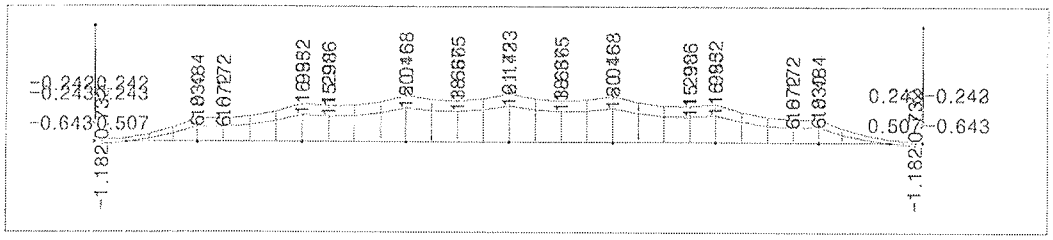


5) 단면력 정리

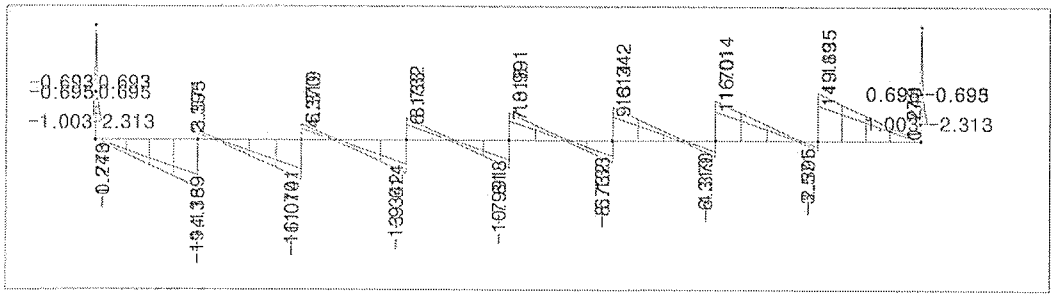
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	31.12	13.78	30.13	19.44	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	2	17.22	11.18	30.13	17.24	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	3	6.39	11.18	30.13	0.00	1000.00	600.00	
		우측	4	31.12	13.78	30.13	19.44	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	17.73	25.33	9.45	11.08	1000.00	450.00	
		하부	6	25.83	25.33	13.64	16.14	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	17.73	25.33	9.45	11.08	1000.00	450.00	
		하부	8	25.83	25.33	13.64	16.14	1000.00	450.00	

14.2 지진시(기능수행)

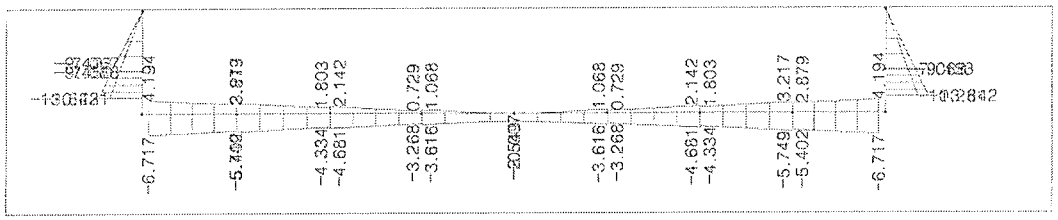
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

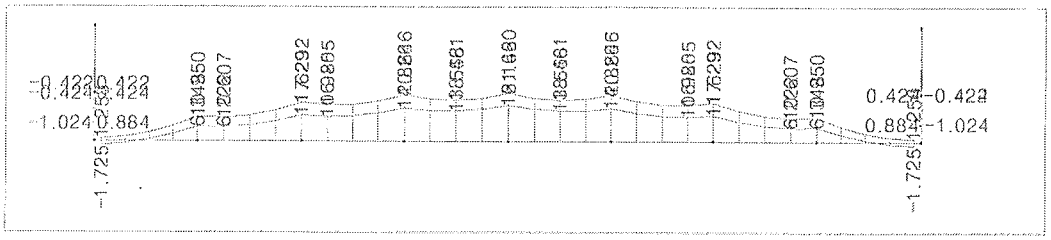


4) 단면력 정리

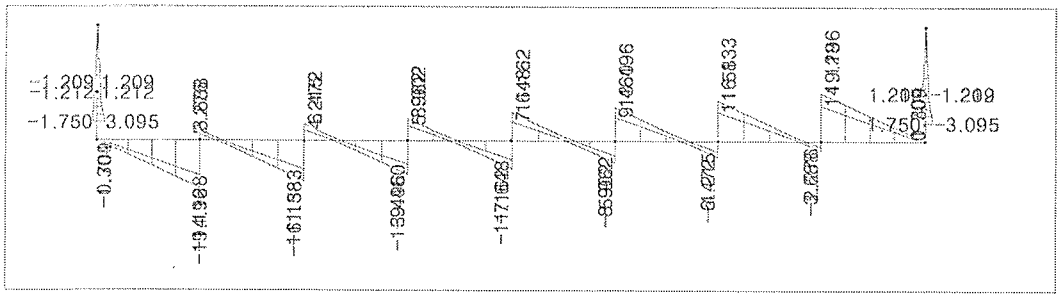
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1.18	12.95	6.79	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	2	21.42	10.99	2.56	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	3	0.00	10.99	2.56	1000.00	600.00	
		우측	4	1.18	12.94	6.72	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	0.24	0.70	9.45	1000.00	450.00	
		하부	6	0.64	0.57	13.64	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	0.24	0.70	9.45	1000.00	450.00	
		하부	8	0.64	0.57	13.64	1000.00	450.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

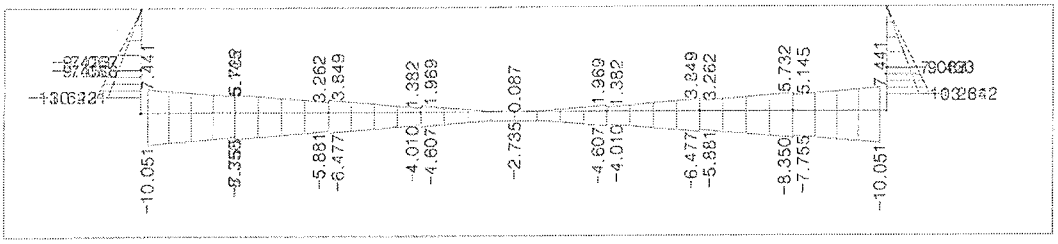
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하증 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1.73	13.01	10.13	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	2	21.42	11.16	2.75	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	3	0.00	11.16	2.75	1000.00	600.00	
		우측	4	1.73	13.00	10.05	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	0.42	1.21	9.45	1000.00	450.00	
		하부	6	1.02	0.99	13.64	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	0.42	1.21	9.45	1000.00	450.00	
		하부	8	1.02	0.99	13.64	1000.00	450.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-31.12	-	-1.73	-1.18	-31.12	
		중앙부 (상면)	2	17.22	-	21.42	21.42	21.42	
		중앙부 (하면)	3	-6.39	-	-	-	-6.39	
		우측	4	-31.12	-	-1.73	-1.18	-31.12	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-17.73	-	-0.42	-0.24	-17.73	
		하부	6	-25.83	-	-1.02	-0.64	-25.83	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-17.73	-	-0.42	-0.24	-17.73	
		하부	8	-25.83	-	-1.02	-0.64	-25.83	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-13.78	-	-13.01	-12.95	-13.78	
		중앙부 (상면)	2	-11.18	-	-11.16	-10.99	-11.18	
		중앙부 (하면)	3	-11.18	-	-11.16	-10.99	-11.18	
		우측	4	13.78	-	13.00	12.94	13.78	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	25.33	-	1.21	0.70	25.33	
		하부	6	25.33	-	0.99	0.57	25.33	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-25.33	-	1.21	0.70	-25.33	
		하부	8	-25.33	-	0.99	0.57	-25.33	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-30.13	-	-10.13	-6.79	-30.13	
		중앙부 (상면)	2	-30.13	-	-2.75	-2.56	-30.13	
		중앙부 (하면)	3	-30.13	-	-2.75	-2.56	-30.13	
		우측	4	-30.13	-	-10.05	-6.72	-30.13	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-9.45	-	-9.45	-9.45	-34.78	
		하부	6	-13.64	-	-13.64	-13.64	-38.98	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-9.45	-	-9.45	-9.45	-34.78	
		하부	8	-13.64	-	-13.64	-13.64	-38.98	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	통과	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-19.44	-	-	-	-19.44	
		중앙부 (상면)	2	17.24	-	-	-	17.24	
		중앙부 (하면)	3	-	-	-	-	-	
		우측	4	-19.44	-	-	-	-19.44	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-11.08	-	-	-	-11.08	
		하부	6	-16.14	-	-	-	-16.14	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-11.08	-	-	-	-11.08	
		하부	8	-16.14	-	-	-	-16.14	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm^2		mm^2	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	500	31.12	133.18	183.63	H16 - 4.0EA	794.40	4.28
		중앙부(상면)	2	1000	520	21.42	138.58	121.42	H16 - 4.0EA	794.40	6.47
		중앙부(하면)	2	1000	500	6.39	133.18	37.61	H16 - 4.0EA	794.40	20.84
		우측	3	1000	500	31.12	133.18	183.63	H16 - 4.0EA	794.40	4.28
		우측(배수구단면)	3	1000	376	27.32	72.68	293.80	H16 - 4.0EA	794.40	2.66
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	17.73	92.66	149.57	H16 - 4.0EA	794.40	5.23
		하부	5	1000	350	25.83	92.66	218.21	H16 - 4.0EA	794.40	3.59
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	350	17.73	92.66	149.57	H16 - 4.0EA	794.40	5.23
		하부	7	1000	350	25.83	92.66	218.21	H16 - 4.0EA	794.40	3.59

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm^2		mm	mm^2	
하부슬래브	1경간	좌측	1	324.8	13.8	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		중앙부	2	337.8	11.2	387.16	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측	3	324.8	13.8	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측(배수구단면)	3	179.3	12.0	231.72	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	227.3	25.3	360.37	1.00	-	H13	100	126.70	O.K
		하부	5	227.3	25.3	360.37	1.00	-	H13	100	126.70	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	227.3	25.3	360.37	1.00	-	H13	100	126.70	O.K
		하부	7	227.3	25.3	360.37	1.00	-	H13	100	126.70	O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	31.12	13.78

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 16.289) / 16.289 = 0.08909

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 183.632 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 4.326]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00159

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (500.00 - a/2) = 133.178 kN.m

≥ Mu (= 31.117 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.280]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 13.783 kN) , 전단보강 불필요.

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	21.42	11.18

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 16.289) / 16.289 = 0.09277

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 121.419 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 6.543]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00153

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (520.00 - a/2) = 138.580 kN.m

≥ Mu (= 21.423 kN.m) ∴ O.K [안전률 6.469]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 11.183 kN) . 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	6.39	11.18

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 16.289) / 16.289 = 0.08909

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 37.613 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 21.121]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00159

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (500.00 - a/2) = 133.178 kN.m

≥ Mu (= 6.390 kN.m) ∴ O.K [안전률 20.842]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 11.183 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	31.12	13.78

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 16.289) / 16.289 = 0.08909

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 183.632 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 4.326]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00159

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (500.00 - a/2) = 133.178 kN.m

≥ Mu (= 31.117 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.280]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 13.779 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	376.0	276.0	100.0	27.3	12.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (276.00 - 16.289) / 16.289 = 0.04783

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 293.850 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.703]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

수축온도철근비 = 0.00200

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

ρuse = As / bd = 0.00288

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (276.00 - a/2) = 72.677 kN.m

≥ Mu (= 27.319 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.660]

* 전단에 대한 검토 (d = 276.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 276.00 = 179.267 kN

≥ Vu (= 11.995 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	17.73	25.33

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 149.574 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 5.311]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00227

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (350.00 - a/2) = 92.664 kN.m

≥ Mu (= 17.733 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.226]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 25.333 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	25.83	25.33

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 218.210 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) . [사용률 = 3.641]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00227

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (350.00 - a/2) = 92.664 kN.m

≥ Mu (= 25.826 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.588]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 25.333 kN) . 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa. k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	17.73	25.33

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 149.574 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 5.311]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00227

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (350.00 - a/2) = 92.664 kN.m

≥ Mu (= 17.733 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.226]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 25.333 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	25.83	25.33

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 218.210 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.641]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00227

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (350.00 - a/2) = 92.664 kN.m

≥ Mu (= 25.826 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.588]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 25.333 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 중앙부_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 중앙부_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 376 × 0.0020 = 752.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 752.00 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 × 376 × 1000 = 564.00 ㎟ (≤1800)

∴ 564.00 ㎟ ≤ 1267.000 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 7.5EA = 950.250 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)

∴ 675.0 ㎟ ≤ 950.3 ㎟ ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 7.5EA = 950.250 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)

∴ 675.0 ㎟ ≤ 950.3 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 7.5EA = 950.250 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)

∴ 675.0 ㎟ ≤ 950.3 ㎟ ∴ O.K

9) 우측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 7.5EA = 950.250 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

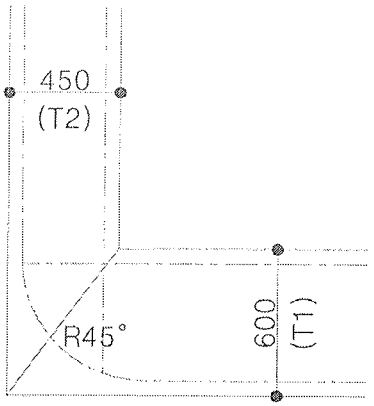
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)

∴ 675.0 ㎟ ≤ 950.3 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 19.436 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 19.436 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 750.000$ mm

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 19.44 \times 10^6}{750.000^2 \times 1000} = 0.173 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0015277 + \sqrt{(2 \times 0.0107 + (0.0107)^2)} = 0.136$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.136 /3 = 0.955

fs = Mo / (As x d x j) = 43541.000 / (794.400 x 520.000 x 0.955)

= 0.110 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 0.110 x 794.400 = 87.707 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0021470 + \sqrt{(2 \times 0.0150 + (0.0150)^2)} = 0.159$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.159 /3 = 0.947

fs = Mo / (As x d x j) = 43541.000 / (794.400 x 370.000 x 0.947)

= 0.156 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 0.156 x 794.400 = 124.264 N

- 보강철근량 산정

T = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ = fsa x AsT : 대각선 방향의 인장력

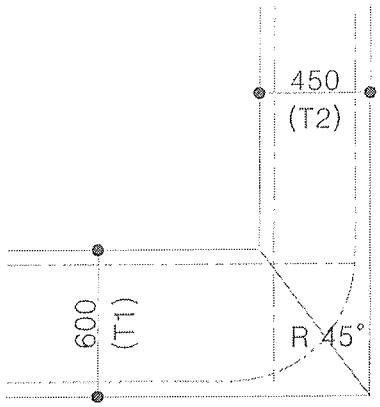
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ / fsa = $\sqrt{(87.707^2 + 124.264^2)}$ / 180.0

As = 0.845 ㎟

사용철근량 : H16 @ 1000, 2EA = 397.200 ㎟ ∴ O.K

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 19.436 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 19.436 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 750.000$ mm

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 19.44 \times 10^6}{750.000^2 \times 1000} = 0.173 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0015277 + \sqrt{(2 \times 0.0107 + (0.0107)^2)} = 0.136$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.136 /3 = 0.955

fs = Mo / (As x d x j) = 43541.000 / (794.400 x 520.000 x 0.955)

= 0.110 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 0.110 x 794.400 = 87.707 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0021470 + \sqrt{(2 \times 0.0150 + (0.0150)^2)} = 0.159$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.159 /3 = 0.947

fs = Mo / (As x d x j) = 43541.000 / (794.400 x 370.000 x 0.947)

= 0.156 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 0.156 x 794.400 = 124.264 N

- 보강철근량 산정

T = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ = fsa x AsT : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ / fsa = $\sqrt{(87.707^2 + 124.264^2)}$ / 180.0

As = 0.845 ㎟

사용철근량 : H16 @ 1000, 2EA = 397.200 ㎟ ∴ O.K

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 250 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	500	H16 - 4.0EA	250	1228.059	O.K	4.91
		중앙부 (상면)	2	520	H16 - 4.0EA	250	1441.098	O.K	5.76
		중앙부 (하면)	2	500	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측	3	500	H16 - 4.0EA	250	1228.059	O.K	4.91
		우측(배수 구단면)	3	376	H16 - 4.0EA	250	758.500	O.K	3.03
좌측벽체	1층	중앙부	4	350	H16 - 4.0EA	250	1494.558	O.K	5.98
		하부	5	350	H16 - 4.0EA	250	1026.218	O.K	4.11
우측벽체	1층	중앙부	6	350	H16 - 4.0EA	250	1494.558	O.K	5.98
		하부	7	350	H16 - 4.0EA	250	1026.218	O.K	4.11

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 19.436 x 1000000 / [794.400 x (500.000 - 69.217/3)]
= 51.300 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x794.400)]
= 69.217 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 51.30) - 2.5 x 92.00 = 1305.07 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 51.30) = 1228.06 mm
Sa는 작은 값인 1228.06 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1228.06 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 17.241 x 1000000 / [794.400 x (520.000 - 70.690/3)]
= 43.717 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x794.400)]
= 70.690 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 43.72) - 2.5 x 72.00 = 1621.37 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 43.72) = 1441.10 mm
Sa는 작은 값인 1441.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1441.10 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 19.436 x 1000000 / [794.400 x (500.000 - 69.217/3)]
= 51.300 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x794.400)]
= 69.217 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 51.30) - 2.5 x 92.00 = 1305.07 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 51.30) = 1228.06 mm
Sa는 작은 값인 1228.06 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1228.06 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 16.410 x 1000000 / [794.400 x (276.000 - 50.121/3)]
= 79.667 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x276.0/(7x794.400)]
= 50.121 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 79.67) - 2.5 x 92.00 = 758.49 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 79.67) = 790.79 mm
Sa는 작은 값인 758.49 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 758.49 mm) ∴ O.K

5) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 11.083 x 1000000 / [794.400 x (350.000 - 57.077/3)]
= 42.153 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x794.400)]
= 57.077 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 42.15) - 2.5 x 92.00 = 1638.20 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 42.15) = 1494.56 mm

Sa는 작은 값인 1494.56 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1494.56 mm) ∴ O.K

6) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 16.141 x 1000000 / [794.400 x (350.000 - 57.077/3)]
= 61.390 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x794.400)]
= 57.077 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 61.39) - 2.5 x 92.00 = 1052.77 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 61.39) = 1026.22 mm

Sa는 작은 값인 1026.22 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1026.22 mm) ∴ O.K

7) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 11.083 x 1000000 / [794.400 x (350.000 - 57.077/3)]
= 42.153 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x794.400)]
= 57.077 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 42.15) - 2.5 x 92.00 = 1638.20 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 42.15) = 1494.56 mm
Sa는 작은 값인 1494.56 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1494.56 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 16.141 x 1000000 / [794.400 x (350.000 - 57.077/3)]
= 61.390 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x794.400)]
= 57.077 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 61.39) - 2.5 x 92.00 = 1052.77 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 61.39) = 1026.22 mm
Sa는 작은 값인 1026.22 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1026.22 mm) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

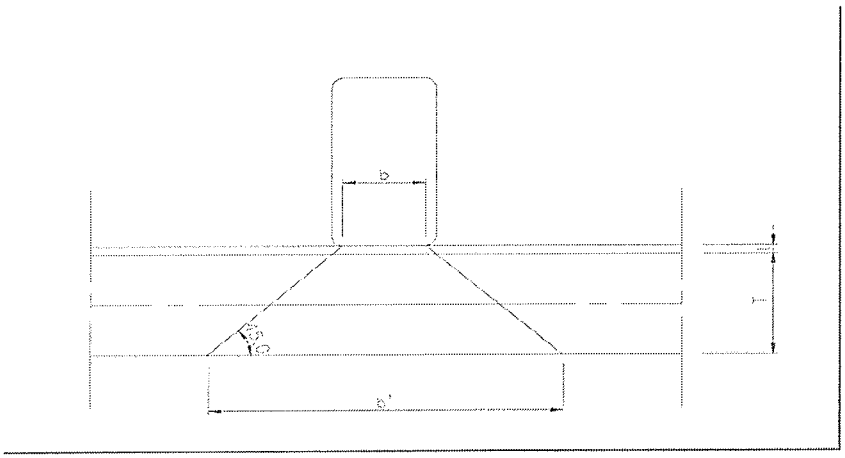
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 155.204 / 9.000 = 17.245 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

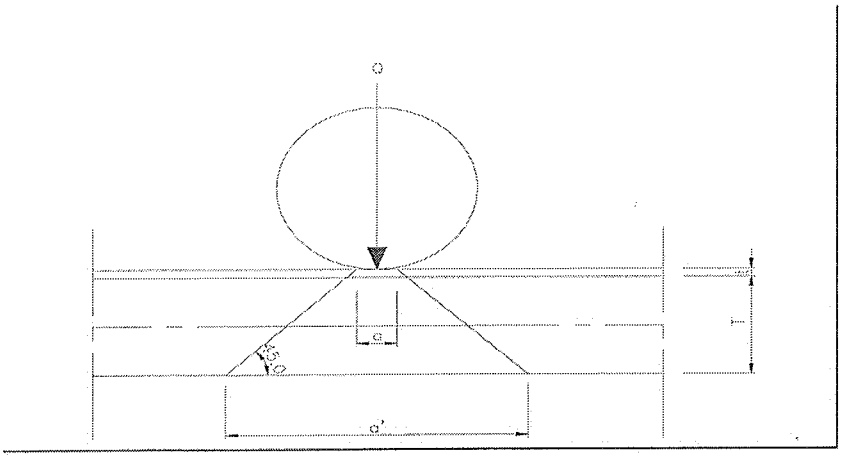


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 600 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°

= 1.860 m



a' = 0.200 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°

= 1.560 m

Qz = 96.0 / (1.860 × 1.560) = 33.085 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$Qmax = 17.24 + 1.84 + 33.09$

$= 52.170 \ kN/m^2$

2) 지반의 허용연직지지력

$Qa = 158.55 \ kN/m^2 \geq Qmax = 52.170 \ kN/m^2$ ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	9.000	×	0.600	×	25.000					=	135.000	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	0.898	×	25.000	×	2			=	20.205	kN/m
	:	0.000	×	0.198	×	25.000	/	2	×	2	=	0.000	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000					=	10.000	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.080	×	23.000					=	12.880	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	1.000	×	19.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-0.802	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-0.802	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
								∴ Σ			=	178.085	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 1.000 \times -0.802 \times 19.000 + -0.802^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 178.085 + 0.000 = 178.085 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 9.000 × 0.100 × 10.000

= 9.000 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 178.085 / 9.000

= 19.787 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -8.5 m (보링주상도 NBB-1 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	9.000	×	0.600	×	25.000					=	135.000	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	0.898	×	25.000	×	2			=	20.205	kN/m
	:	0.000	×	0.198	×	25.000	/	2	×	2	=	0.000	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000					=	10.000	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.080	×	23.000					=	12.880	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	8.500	×	19.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-8.302	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-8.302	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
									∴	Σ	=	178.085	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 8.500^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 8.500 \times -8.302 \times 19.000 + -8.302^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 178.085 + 0.000 = 178.085 kN/m

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비

대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{135.000}{9.000 \times 10.000 \times 1.100} = 1.364 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.364 m 이하유지

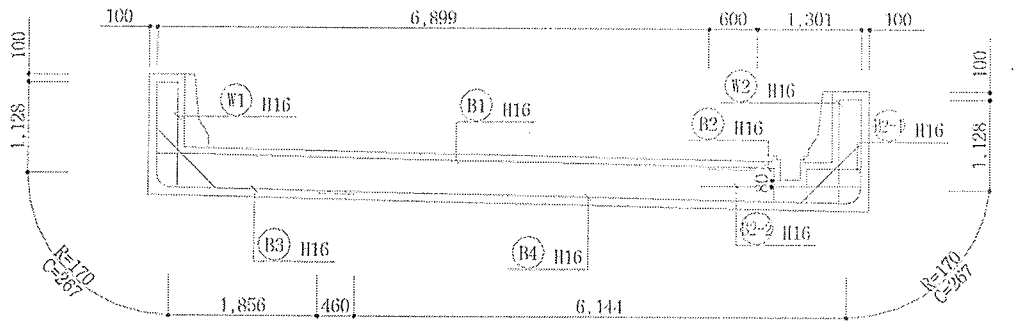
- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{165.205}{9.000 \times 10.000 \times 1.100} = 1.669 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.669 m 이하유지

20. 주철근 조립도

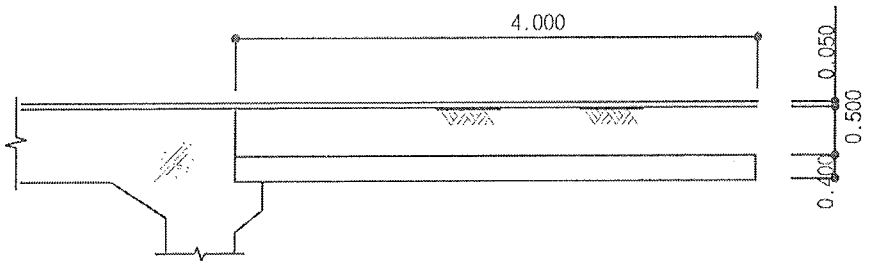
CYCLE - 1(@250)



접속슬래브

접속 슬래브 설계

(1) 단면가정 및 설계조건



γa = 23.000 kN/㎥ (아스콘 표층의 단위중량)
γs = 19.000 kN/㎥ (포장층의 단위중량)
γc = 25.000 kN/㎥ (철근 콘크리트의 단위중량)

1) 접속슬래브 설계 지간
: 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 한 단순보로 계산하여도 좋다.

Lp = 0.7 × 4.000 = 2.800 m

2) 고정하중에 의한 단면력

① 등분포 고정하중
W1 = 0.050 × 23.00 = 1.150 kN : 접속판 위 포장
W2 = 0.500 × 19.00 = 9.500 kN : 접속판 위 포장층
W3 = 0.400 × 25.00 = 10.000 kN : 접속판 자중

② 고정하중에 의한 단면력
Vd = (1.150 + 9.500 + 10.000) × 2.800 / 2 = 28.910 kN
Md = (1.150 + 9.500 + 10.000) × 2.800 ² / 8 = 20.237 kN·m

3) 활하중에 의한 단면력 (DB - 24 하중을 재하한다)
③ 활하중에 의한 단면력
i = 15 / (40 + L) ≤ 0.3 i = 0.300

P = 2 × 96.000 × (1 + i) / { 3 × (0.2 + 2D) }
= 2 × 96.000 × (1 + 0.300) / { 3 × (0.2 + 2 × 0.550) }
= 64.000 kN
Vl = P / 2 = 32.000 kN
Ml = P * L / 4 /E = 44.800 kN·m

4) 하중 조합

구 분	사용하중			계수하중		
	계수	Vo (kN)	Mo (kN·m)	계수	Vu (kN)	Mu (kN·m)
고정하중	1.0	28.910	20.237	1.30	37.583	26.308
활하중	1.0	32.000	44.800	2.15	68.800	96.320
계		60.910	65.037		106.383	122.628

(2) 단면검토

설계기준강도	f_{ck} =	24	MPa	부재폭	b_w =	1000	mm
인장철근항복강도	f_y =	300	MPa	부재의 총두께	h =	400	mm
전단철근항복강도	f_{ys} =	300	MPa	유효높이	d =	300	mm
계수 모멘트	M_u =	122.628	kN · m	휨강도 감소계수	ϕ_f =	0.85	
계수 전단력	V_u =	106.383	kN	전단강도 감소계수	ϕ_s =	0.75	
콘크리트 피복	d' =	100	mm	유효길이계수	$\beta 1$ =	0.85	

T = As · fy = 2292.000 × 300 = 687600
C = 0.85 · fck · a · = 0.85 × 24 × a × 1000 = 20400 × a
T = C 이므로, a = 33.706 mm , c = a / β = 33.706 ÷ 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300 ÷ 200000 = 0.002
εt = 0.003 · (dt - c) / c = 0.003 × (300 - 39.654) / 39.654 = 0.0197

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다. ☞ O.K

$a = {}_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdots ①$
$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y (d - a / 2) \cdots ②$ ①을 ②에 대입하면
$f_y^2 / (1.7 \cdot f_{ck} \cdot b) A_s^2 - d \cdot f_y \cdot A_s + M_u / \phi \rightarrow \cdot A_s^2 + B \cdot A_s + C = \cdots ③$
③을 근의공식에 대입하여 A_s를 구한다.
여기서,
A = $f_y^2 / (1.7 \cdot f_{ck}$ = 2.205882353
B = $- d \cdot fy$ = -90000
C = M_u / ϕ = 144268352.9 $A_{s,req}$ = 1671.456 mm²

① 최소 철근량

균형철근비 (ρ_b)	= 0.85 · β_1 · f_{ck} / f_y · 600 / (600 + f_y)	=	0.0385333
최대철근비 (ρ_{max})	= 0.714 · ρ_b	=	0.0275128
최소철근비 (ρ_{min})	= MAX [(0.25 · √ f_{ck} / f_y) , (1.4 / fy)]	=	0.0046667
최소 철근 A_{smin1}	= (1.4/fy) b · d	=	1400 mm²
온도 철근 A_{smin2}	= 0.002 · b · d	=	600 mm²
∴ 최소철근 A_{smin}	=	=	1671.46 mm²
4/3 · A_s		=	2228.61 mm²

② 사용 철근량

사용 철근량 $A_{s,use}$ 1단 = D 19 @ 125 = 2292 mm² ∴ 총 사용 철근량 = 2292 mm²
2단 = D 0 @ 125 = 0 mm²

사용철근비 (ρ) = $A_s / b \cdot d$ = 0.00764

사용된 철근량이 계산에 의한 요구량의 4/3배 이상이므로 최소철근량 규정을 사용하지 않아도 좋다. ☞ O.K

③ 공칭모멘트 검토

a = $A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b)$ = 33.706 mm
$\phi \cdot M_n$ = $\phi \cdot A_s \cdot f_y (d - a / 2)$ = 1.655E+08 N · mm = 165.49 kN · m
$\phi \cdot M_n$ = 165.49 kN · m > M_u = 122.63 kN · m ☞ O.K

④ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.8 · 1/6 · √fck · b · d = 195.96 kN

ΦVc = 195.96 kN > V_u = 106.38 kN ∴ ϕVc > Vu 이므로 전단보강 불필요

(3) 사용성 검토

설계기준강도	f_{ck}	=	24	MPa	부재폭	b_w	=	1000 mm
철근탄성계수	Es	=	200000	MPa	부재의 총두께	h	=	400 mm
콘크리트탄성계수	Ec	=	26986	MPa	유효높이	d	=	300 mm
탄성계수비	n	=	7.41	kN · m	사용철근량	As	=	2292 mm^2
콘크리트 피복	d'	=	100	mm	사용하중모멘트	M_o	=	65.04 kN · m

· 주철근응력의 제한에 의한 검토

M_o = 65.04 kN · r = 6.504E+07 N · mm

$\rho = A_s / (b \cdot d) =$ 0.00764

$k = -n \cdot \rho + \sqrt{ \{ 2n \cdot \rho + (n \cdot \rho)^2 \} } =$ 0.2846 , $j = 1 - k / 3 =$ 0.9051

$\therefore f_s = / (\rho \cdot j \cdot b \cdot d^2 =$ 104.50 MPa < $0.6 f_y =$ 180 MPa ☞ O.K

· 철근 중심간격에 의한 균열검토

Cc = 피복두께 - 사용철근지름 / 2 = 90.5

s = 375 · (210 / fs) - 2.5 · Cc = 527.34

s = 300 · (210 / fs) = 602.87 → MIN → 527.34

∴ s = 527.34 mm > 125 mm ☞ O.K

· 사용하중에 의한 균열폭 계산

A = $2 \cdot d' \cdot b / N =$ 25000 mm^2 , $y_1 = h - k \cdot d - d' =$ 214.61229 mm

R = $y_2 / y_1 =$ 1.466 , $y_2 = 1 - k \cdot d =$ 314.61229 mm

w = $1.08 \cdot R \cdot f_s \cdot \sqrt[3]{ (d' \cdot A) } \cdot 10^{-5} =$ 0.22455 mm

w_a = 0.006 t_c = 0.006 × 90.5 = 0.54 mm

w_a = 0.40 mm → MAX → 0.54

∴ w = 0.22 mm < w_a = 0.54 mm ☞ O.K

(4) 철근 배치

- 압축측 주철근

사용철근량 : D 19 @ 250 = 1146 mm^2

D 0 @ 0 = 0 mm^2

∴ 총 사용 철근량 = 1146 mm^2 ≥ 인장주철근/3 (= 764 mm^2) ☞ O.K

- 인장철근측의 배력철근

사용철근량 : D 13 @ 150 = 844.67 mm^2

D 0 @ 0 = 0 mm^2

∴ 총 사용 철근량 = 844.67 mm^2 ≥ 인장주철근/4 (= 573 mm^2) ☞ O.K

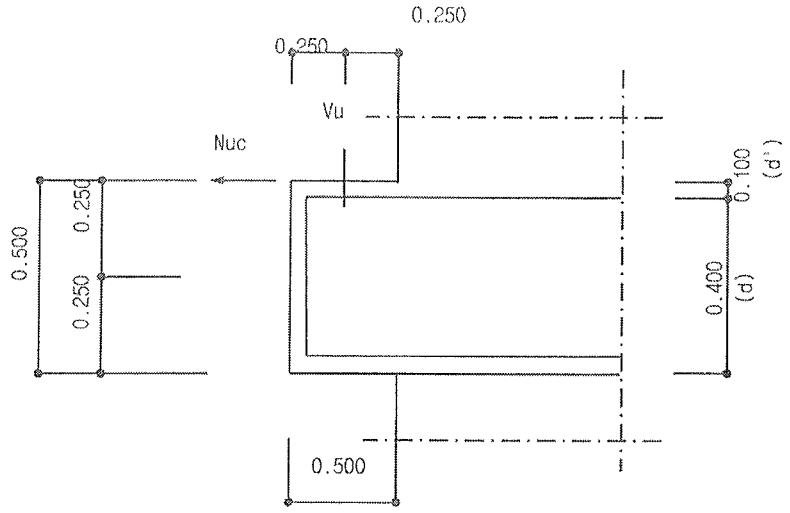
- 압축철근측의 배력철근

사용철근량 : D 13 @ 150 = 844.67 mm^2

D 0 @ 0 = 0 mm^2

∴ 총 사용 철근량 = 844.67 mm^2 ≥ 인장측 배력철근/2 (= 422 mm^2) ☞ O.K

14.2 BRACKET 설계



* 접속슬래브와 BRACKET의 연결은
Dowel-BAR에 의한 'HINGE' 연결로
접속 슬래브의 반력을 외력으로 설계.

(1) 전제 조건

① av / d ≤ 1.0
: 0.250 / 0.400 = 0.625 ≤ 1.0 ∴ Bracket으로 설계

② 지압면의 외단에서 깊이는 0.5d 이상
: 0.250 mm ≥ 0.5 × 0.400 = 0.200 ☞ O.K

③ 모든 강도 감소계수 → Φ = 0.80

④ Vu = Φ Vn

(2) 작용하중 산정 (접속슬래브 계산 참조)

· 자중 : Vsw = 0.500 × 0.500 × 25.000 = 6.250 kN
· 고정하중 : Vsd = 6.250 + 28.910 = 35.160 kN
· 활하중 (DB-24) : Vl = 32.000 kN
· 계수전단력 : Vu = 1.3 D + 2.15 L = 114.508 kN

(3) 전단 강도에 의한 철근량 계산

① 단면제원 및 설계조건

설계기준강도	f_{ck}	=	24	MPa	부재폭	b_w	=	1000 mm
철근항복강도	f_y	=	300	MPa	부재의 총두께	h	=	500 mm
콘크리트 피복	d'	=	100	mm	유효높이	d	=	400 mm
외단 깊이		=	500	mm	계수 전단력	V_u	=	114.508 kN

② 설계 단면력 산정
Vu = 114.508 kN
Nuc = 0.2 × 114.508 = 22.902 kN
Mu = Vu · av + Nuc · (h - d) = 30.917 kN · m

③ 전단마찰철근 (Avf) 의 설계
전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우,
Vn , max ≤ Min(0.2 · fck · b · d, 5.6 · b · d)
≤ Min(1920.000 , 2240.000) = 1920.000 kN
Φ · Vn , max = 0.80 × 1920.000
= 1536.000 kN ≥ Vu (= 114.508 kN) ☞ O.K

Avf = Vu / (Φ · fy · μ) = 341 mm² (μ = 1.4 · λ , λ = 1.0 : 일체로 친 콘크리트)

④ 휨모멘트 철근 (Af) 의 설계

Mu = 30.917 kN·m

Mu / Φ = As · fy · (d - a … ① a = As · fy / (0.85 · fck … ②

fy^2 / (1.7 · fck · b) As^2 - d · fy · As + Mu / ϕ = 0 → · As^2 + B · As + C = … ③

③을 근의공식에 대입하여 A_s를 구한다.

여기서,

A = fy^2 / (1.7 · fc = 2.205882353

B = - d · fy = -120000

C = Mu / Φ = 38646450

Af = 323.9832564 ㎟ (계산에 의한 요구량)

⑤ 수평인장철근 (An) 의 설계

Nuc = 22.902 kN

An = Nuc / (Φ · fy) = 95 mm^2

⑥ 주인장철근 (As) 의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An) 과 (2 · Avf / 3 + An) 중 큰 값을 취함.

As,req = Max (419 , 323) = 419 mm^2

As,min = 0.04 · (fck / fy) · b · d = 1,280 mm^2 → MAX (1,280 mm^2)

사용 철근량 $A_{s,use}$ = D 16 @ 125 = 1588.8 ㎟

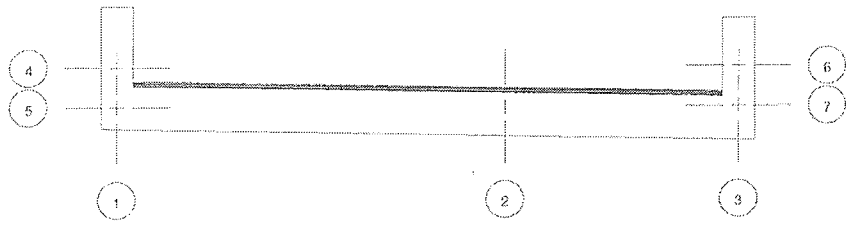
∴ 총 사용 철근량 = 1588.8 ㎟ ≥ 1,280 mm^2 ☞ O.K

U2

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 철 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm^2		mm^2	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	500	38.21	133.18	225.65	H16 - 4.0EA	794.40	3.49
		중앙부(상면)	2	1000	520	25.36	138.58	143.77	H16 - 4.0EA	794.40	5.47
		중앙부(하면)	2	1000	500	9.24	133.18	54.43	H16 - 4.0EA	794.40	14.41
		우측	3	1000	500	37.32	133.18	220.39	H16 - 4.0EA	794.40	3.57
		우측(배수구단면)	3	1000	376	32.65	72.68	351.80	H16 - 4.0EA	794.40	2.23
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	21.84	92.66	184.40	H16 - 4.0EA	794.40	4.24
		하부	5	1000	350	32.34	92.66	273.63	H16 - 4.0EA	794.40	2.87
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	350	21.74	92.66	183.55	H16 - 4.0EA	794.40	4.26
		하부	7	1000	350	31.72	92.66	268.31	H16 - 4.0EA	794.40	2.92

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부슬래브	1경간	좌측	1	1200.0	1267.0	O.K	900.0	1267.0	O.K
		중앙부(상면)	2	1200.0	1267.0	O.K	900.0	1267.0	O.K
		중앙부(하면)	2	1200.0	1267.0	O.K	900.0	1267.0	O.K
		우측	3	1200.0	1267.0	O.K	900.0	1267.0	O.K
		우측(배수구단면)	3	752.0	1267.0	O.K	564.0	1267.0	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	900.0	950.3	O.K	675.0	950.3	O.K
		하부	5	900.0	950.3	O.K	675.0	950.3	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	900.0	950.3	O.K	675.0	950.3	O.K
		하부	7	900.0	950.3	O.K	675.0	950.3	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm^2		mm	mm^2	
하부슬래브	1경간	좌측	1	324.8	16.3	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		중앙부	2	337.8	15.2	387.16	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측	3	324.8	16.2	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측 (배수구단면)	3	179.3	14.5	231.72	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	227.3	26.6	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	O.K
		하부	5	227.3	26.0	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	227.3	25.4	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	O.K
		하부	7	227.3	25.3	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 250 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	500	H16 - 4.0EA	250	1001.501	O.K	4.01
		중앙부 (상면)	2	520	H16 - 4.0EA	250	1238.897	O.K	4.96
		중앙부 (하면)	2	500	H16 - 4.0EA	250	43880.757	O.K	175.52
		우측	3	500	H16 - 4.0EA	250	1025.372	O.K	4.10
		우측(배수 구단면)	3	376	H16 - 4.0EA	250	605.400	O.K	2.42
좌측벽체	1층	중앙부	4	350	H16 - 4.0EA	250	1213.337	O.K	4.85
		하부	5	350	H16 - 4.0EA	250	794.370	O.K	3.18
우측벽체	1층	중앙부	6	350	H16 - 4.0EA	250	1218.927	O.K	4.88
		하부	7	350	H16 - 4.0EA	250	814.549	O.K	3.26

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지하차도 (내공 : 8.1M × 1.111M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트(ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

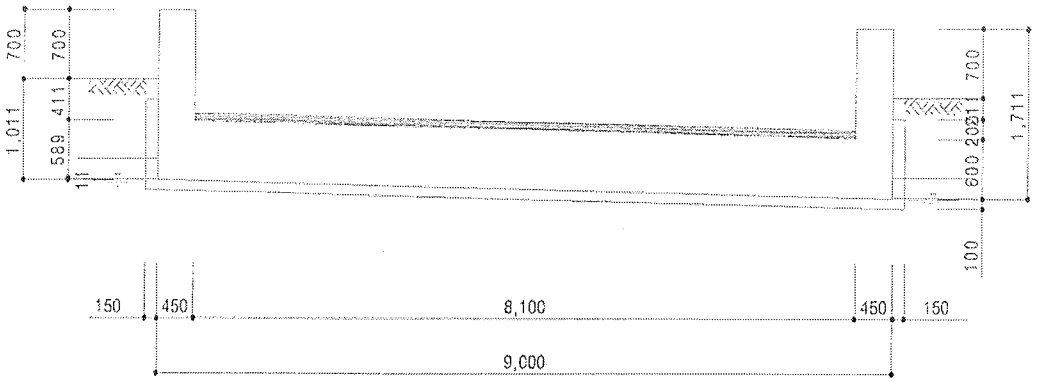
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준·해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


700
700
1,011
411
589
1:1
700
211
200
600
1,711
100
150
450
8,100
450
150
9,000

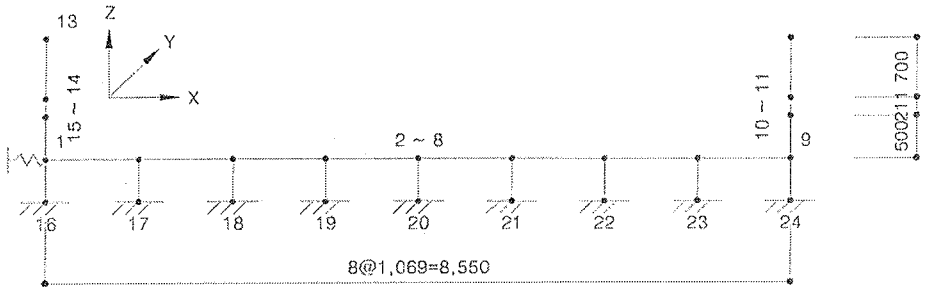
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

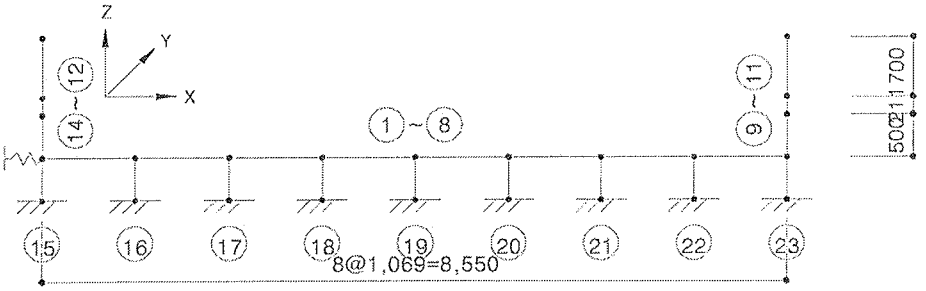
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

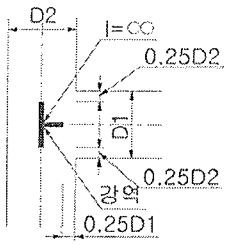
NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	0.600 × 1.000 = 0.600	0.01800	1~8
2	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	9~14

3) 단면좌표

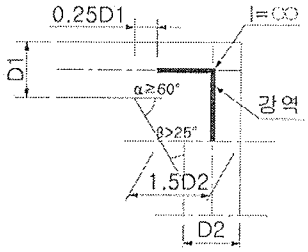
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	13	0.000	1.911
2	1.069	0.500	14	0.000	1.211
3	2.138	0.500	15	0.000	1.000
4	3.206	0.500	16	0.000	0.000
5	4.275	0.500	17	1.069	0.000
6	5.344	0.500	18	2.138	0.000
7	6.412	0.500	19	3.206	0.000
8	7.481	0.500	20	4.275	0.000
9	8.550	0.500	21	5.344	0.000
10	8.550	1.000	22	6.412	0.000
11	8.550	1.211	23	7.481	0.000
12	8.550	1.911	24	8.550	0.000

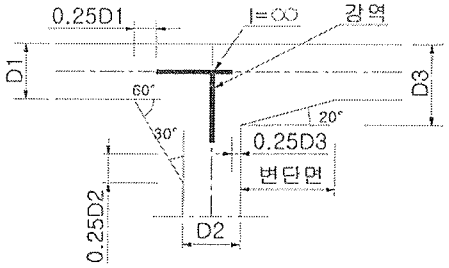
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 600 = 75 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 mm

(3) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 600 = 75 mm

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 mm

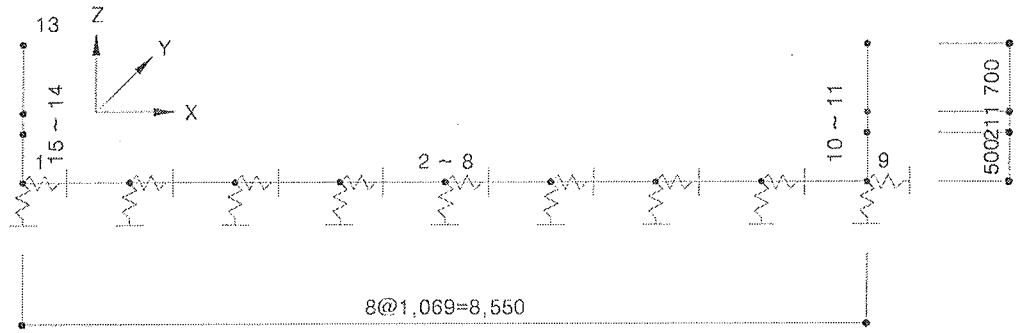
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

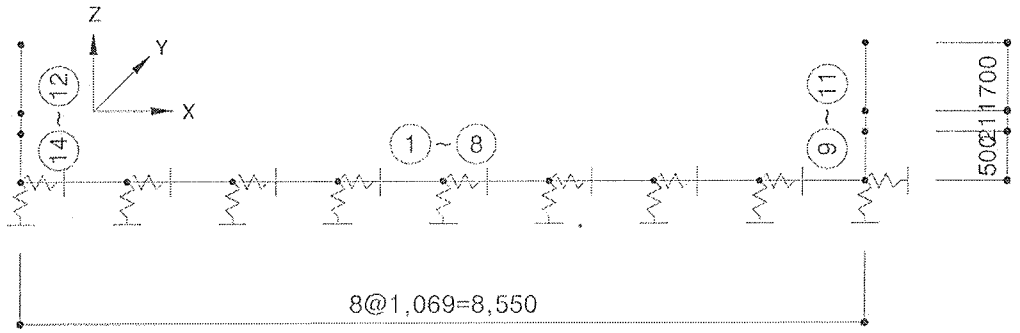
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

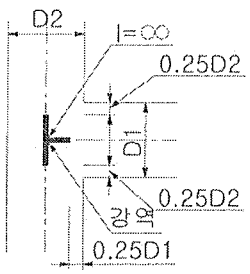
NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	0.600 × 1.000 = 0.600	0.01800	1~8
2	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	9~14

3) 단면좌표

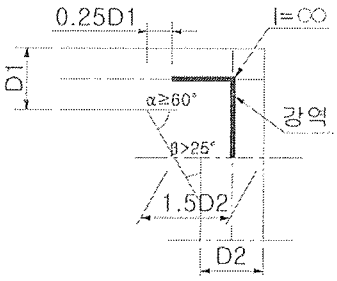
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	9	8.550	0.000
2	1.069	0.000	10	8.550	0.500
3	2.138	0.000	11	8.550	0.711
4	3.206	0.000	12	8.550	1.411
5	4.275	0.000	13	0.000	1.411
6	5.344	0.000	14	0.000	0.711
7	6.412	0.000	15	0.000	0.500
8	7.481	0.000			

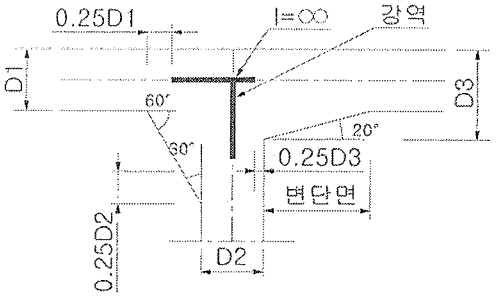
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 600 = 75 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 mm

(3) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 600 = 75 mm

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 9000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B = √(9.000 × 9.000) = 9.00 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 9000 = 30000.00 kN/m³

Kv = 30000.000 × (9.000 / 0.3) $^{-3/4}$ = 2340.35 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.069/2) = 1777 kN/m	1,9
Kv2	Kv x (1.069/2 + 1.069/2) = 2501 kN/m	2~8
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	5

7. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 2

Eo = 9000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트질 모래

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(9.000 × 9.000) = 9.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kv = 60000.000 × (9.000 / 0.3)$^{-3/4}$ = 4680.69 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 4680.690 = 1560.23 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(1.011 × 1.011) = 1.011 m

Kho = 1 / 0.3 × α × = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (1.011 / 0.3)$^{-3/4}$ = 24125.40 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 24125.400 = 8041.80 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트질 모래

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(1.011 × 1.011) = 1.011 m

Kho = 1 / 0.3 × α × , = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (1.011 / 0.3) $^{-3/4}$ = 24125.40 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 24125.400 = 8041.80 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.069/2 + 1.069/2) = 5002 kN/m	2~8
Ksb1	Ksb x (1.069/2 + 1.069/2) = 1667 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.069/2) = 3554 kN/m	1.9
Ksb1	Kh x (1.411/2 + 0.800/2) = 26669 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = 0.121 × 23.000 × 0.500 = 1.390 kN/m²

Wh2 = 1.390 + 0.500 × 23.000 × 0.500 = 7.140 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = 0.121 × 23.000 × 0.500 = 1.390 kN/m²

Wh2 = 1.390 + 0.500 × 23.000 × 0.500 = 7.140 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = (1.011 - 1.000) × 10.000 = 0.109 kN/m²

6) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.154
θ	= tan-1(kh/(1-kv)).kv =	:	8.755

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

= 0.436

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.063
θ	= tan-1(kh/(1-kv)).kv =	:	3.605

= 0.372

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

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.121 × 23.000 × 0.436 = 1.212 kN/m²

Wh2 = 1.212 + 0.500 × 23.000 × 0.436 = 6.226 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.121 × 23.000 × 0.372 = 1.034 kN/m²

Wh2 = 1.034 + 0.500 × 23.000 × 0.372 = 5.312 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.121 × 23.000 × 0.436 = 1.212 kN/m²

Wh2 = 1.212 + 0.500 × 23.000 × 0.436 = 6.226 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.121 × 23.000 × 0.372 = 1.034 kN/m²

Wh2 = 1.034 + 0.500 × 23.000 × 0.372 = 5.312 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.600×25.000×0.063 = 0.945	fb = 0.600×25.000×0.154 = 2.310

② 측벽

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f2 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f3 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f3 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f4 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f4 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732

10. 하 중 재 하 (상시)

1) CASE1 - 구체자중(SW)



2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



3) CASE3 - 충돌하중(CL)



4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



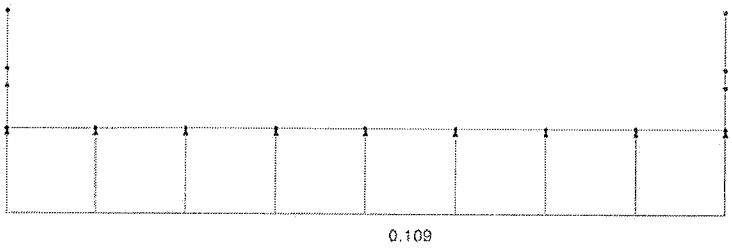
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



10) CASE10 - 수평수압(WATERH)



11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)



12) CASE12 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



13) CASE13 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)



14) CASE14 - 건조수축 -15° C(SHRINK)



11. 하중 재하 (기능수행)

1) CASE1 - 구체자중(SW)



2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



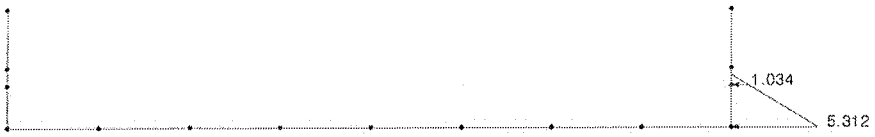
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



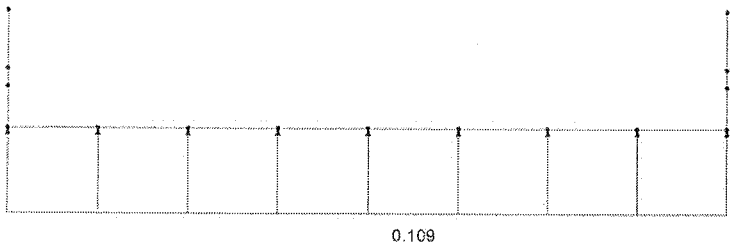
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



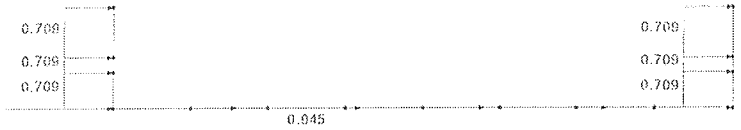
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



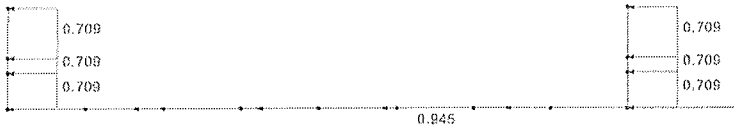
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)



10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)



12. 하중 재하 (붕괴방지)

1) CASE1 - 구체자중(SW)



2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



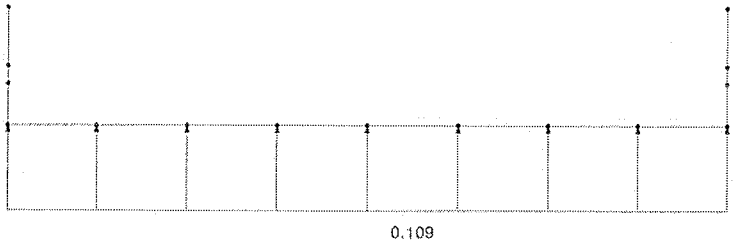
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



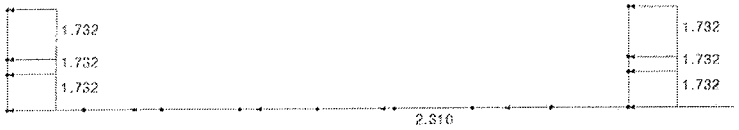
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.700 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.600	●
LC7	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.600	●
LC8	0.900	0.900		1.600		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	●

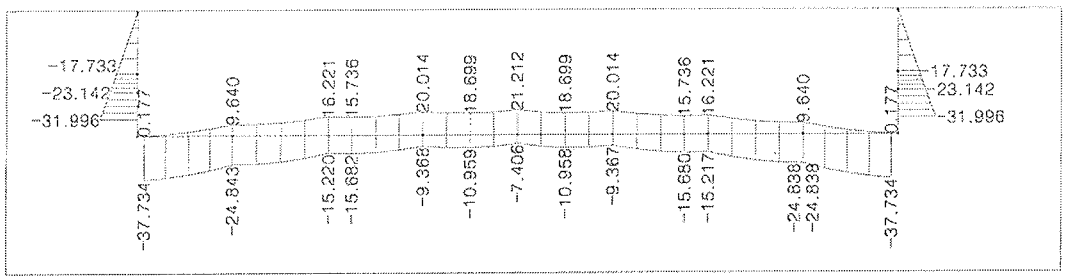
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.400	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.400	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.400	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.400	●

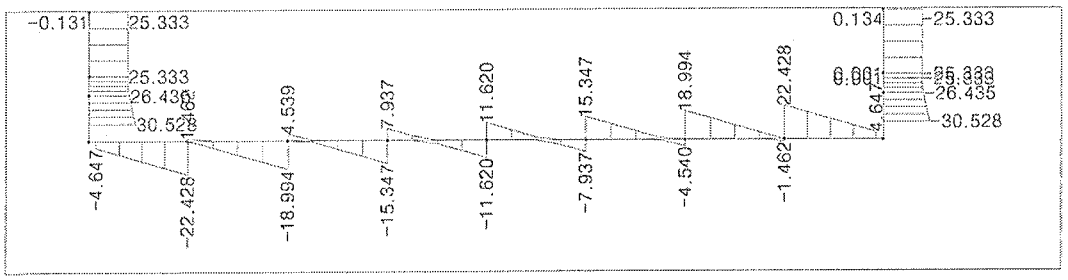
14. 단면력정리

14.1 상시

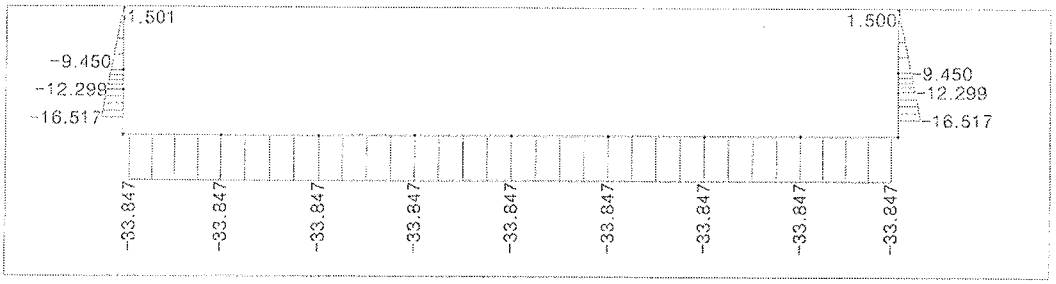
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



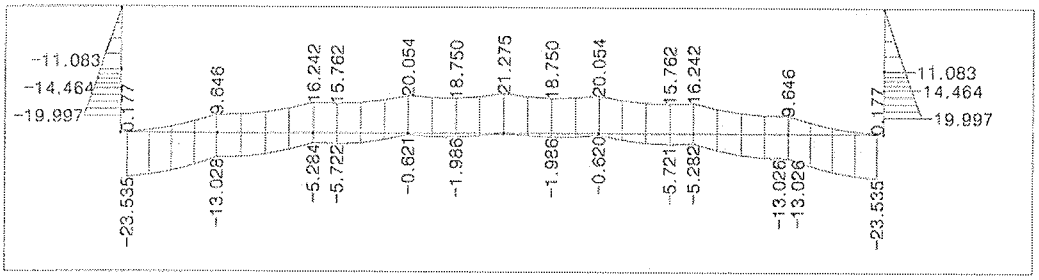
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

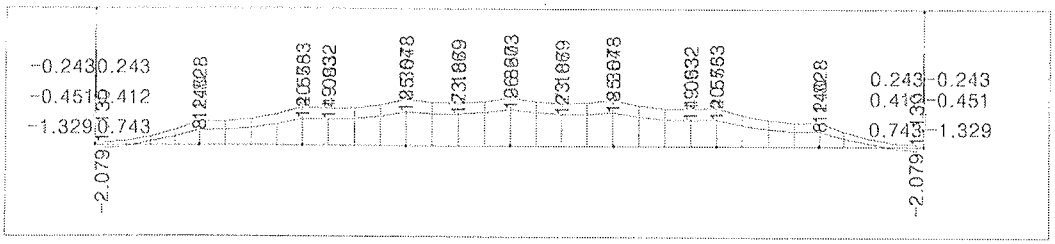


5) 단면력 정리

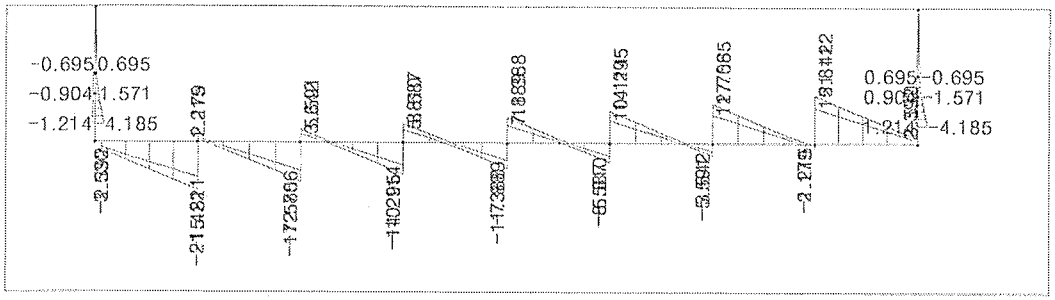
구분	위 치			계수하중			사용하중	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력	모멘트			
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	38.21	16.30	33.13	23.83	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	2	20.01	15.22	33.13	20.05	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	3	9.25	15.22	33.13	0.54	1000.00	600.00	
		우측	4	37.32	16.20	33.13	23.28	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	21.84	26.64	11.59	13.65	1000.00	450.00	
		하부	6	32.34	26.02	16.52	20.21	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	21.74	25.38	11.59	13.59	1000.00	450.00	
		하부	8	31.72	25.33	16.52	19.82	1000.00	450.00	

14.2 지진시(기능수행)

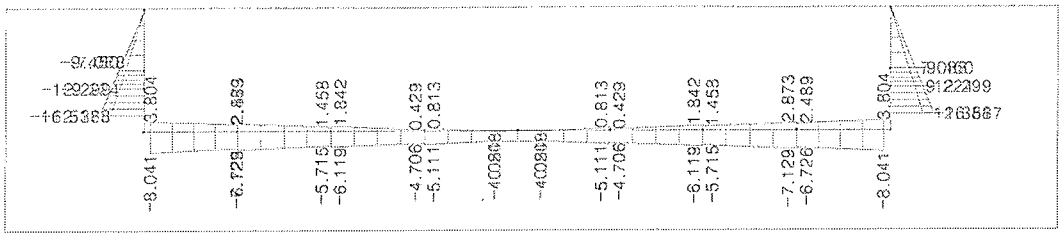
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

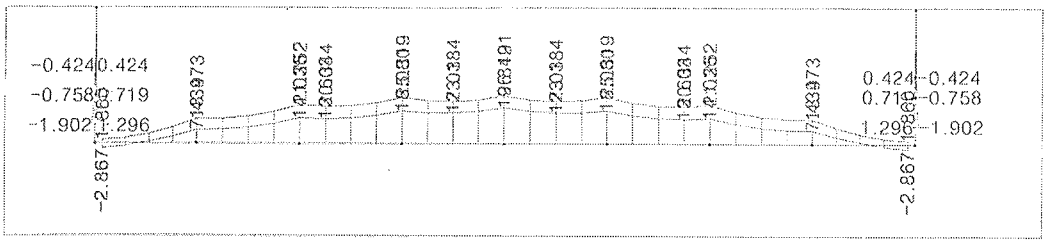


4) 단면력 정리

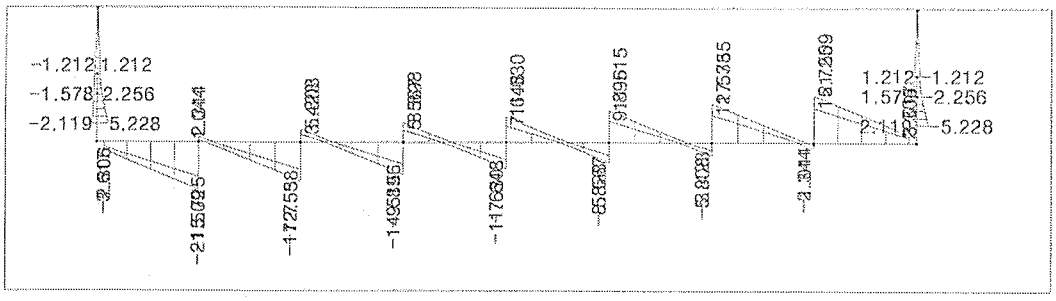
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	2.38	15.27	8.12	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	2	25.12	14.22	5.10	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	3	0.00	14.22	5.10	1000.00	600.00	
		우측	4	1.82	15.20	7.96	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	0.43	1.66	11.59	1000.00	450.00	
		하부	6	1.54	1.21	16.52	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	0.37	0.87	11.59	1000.00	450.00	
		하부	8	1.15	0.78	16.52	1000.00	450.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

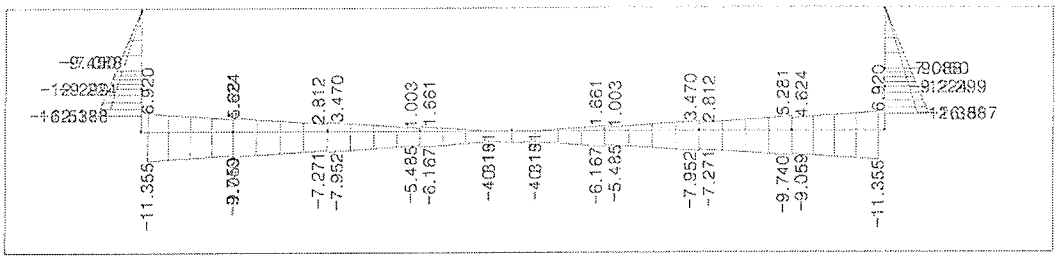
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	3.17	15.35	11.44	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	2	25.36	14.44	6.16	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	3	0.00	14.44	6.16	1000.00	600.00	
		우측	4	2.61	15.29	11.28	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	0.70	2.30	11.59	1000.00	450.00	
		하부	6	2.12	1.79	16.52	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	0.64	1.51	11.59	1000.00	450.00	
		하부	8	1.73	1.36	16.52	1000.00	450.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-38.21	-	-3.17	-2.38	-38.21	
		중앙부 (상면)	2	20.01	-	25.36	25.12	25.36	
		중앙부 (하면)	3	-9.25	-	-	-	-9.25	
		우측	4	-37.32	-	-2.61	-1.82	-37.32	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-21.84	-	-0.70	-0.43	-21.84	
		하부	6	-32.34	-	-2.12	-1.54	-32.34	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-21.74	-	-0.64	-0.37	-21.74	
		하부	8	-31.72	-	-1.73	-1.15	-31.72	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-16.30	-	-15.35	-15.27	-16.30	
		중앙부 (상면)	2	15.22	-	14.44	14.22	15.22	
		중앙부 (하면)	3	15.22	-	14.44	14.22	15.22	
		우측	4	16.20	-	15.29	15.20	16.20	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	26.64	-	2.30	1.66	26.64	
		하부	6	26.02	-	1.79	1.21	26.02	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-25.38	-	-1.51	-0.87	-25.38	
		하부	8	-25.33	-	-1.36	-0.78	-25.33	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-33.13	-	-11.44	-8.12	-33.13	
		중앙부 (상면)	2	-33.13	-	-6.16	-5.10	-33.13	
		중앙부 (하면)	3	-33.13	-	-6.16	-5.10	-33.13	
		우측	4	-33.13	-	-11.28	-7.96	-33.13	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-11.59	-	-11.59	-11.59	-11.59	
		하부	6	-16.52	-	-16.52	-16.52	-16.52	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-11.59	-	-11.59	-11.59	-11.59	
		하부	8	-16.52	-	-16.52	-16.52	-16.52	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-23.83	-	-	-	-23.83	
		중앙부 (상면)	2	20.05	-	-	-	20.05	
		중앙부 (하면)	3	-0.54	-	-	-	-0.54	
		우측	4	-23.28	-	-	-	-23.28	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-13.65	-	-	-	-13.65	
		하부	6	-20.21	-	-	-	-20.21	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-13.59	-	-	-	-13.59	
		하부	8	-19.82	-	-	-	-19.82	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	500	38.21	133.18	225.65	H16 - 4.0EA	794.40	3.49
		중앙부(상면)	2	1000	520	25.36	138.58	143.77	H16 - 4.0EA	794.40	5.47
		중앙부(하면)	2	1000	500	9.24	133.18	54.43	H16 - 4.0EA	794.40	14.41
		우측	3	1000	500	37.32	133.18	220.39	H16 - 4.0EA	794.40	3.57
		우측(배수구단면)	3	1000	376	32.65	72.68	351.80	H16 - 4.0EA	794.40	2.23
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	21.84	92.66	184.40	H16 - 4.0EA	794.40	4.24
		하부	5	1000	350	32.34	92.66	273.63	H16 - 4.0EA	794.40	2.87
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	350	21.74	92.66	183.55	H16 - 4.0EA	794.40	4.26
		하부	7	1000	350	31.72	92.66	268.31	H16 - 4.0EA	794.40	2.92

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	324.8	16.3	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		중앙부	2	337.8	15.2	387.16	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측	3	324.8	16.2	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측(배수구단면)	3	179.3	14.5	231.72	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	227.3	26.6	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	O.K
		하부	5	227.3	26.0	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	227.3	25.4	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	O.K
		하부	7	227.3	25.3	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	38.21	16.30

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 16.289) / 16.289 = 0.08909

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 225.652 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.520]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00159

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (500.00 - a/2) = 133.178 kN.m

≥ Mu (= 38.210 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.485]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 16.298 kN) . 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	25.36	15.22

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 16.289) / 16.289 = 0.09277

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 143.772 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 5.525]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00153

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (520.00 - a/2) = 138.580 kN.m

≥ Mu (= 25.358 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.465]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 15.219 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	9.25	15.22

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 16.289) / 16.289 = 0.08909

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 54.434 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 14.594]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00159

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (500.00 - a/2) = 133.178 kN.m

≥ Mu (= 9.245 kN.m) ∴ O.K [안전률 14.405]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 15.219 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	37.32	16.20

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 16.289) / 16.289 = 0.08909

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 220.389 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.605]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00159

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (500.00 - a/2) = 133.178 kN.m

≥ Mu (= 37.322 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.568]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 16.196 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	376.0	276.0	100.0	32.6	14.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (276.00 - 16.289) / 16.289 = 0.04783

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 351.820 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.258]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

수축온도철근비 = 0.00200

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

ρuse = As / bd = 0.00288

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (276.00 - a/2) = 72.677 kN.m

≥ Mu (= 32.648 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.226]

* 전단에 대한 검토 (d = 276.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 276.00 = 179.267 kN

≥ Vu (= 14.446 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	21.84	26.64

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 184.401 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 4.308]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00227

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (350.00 - a/2) = 92.664 kN.m

≥ Mu (= 21.843 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.242]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 26.640 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	32.34	26.02

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 273.634 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) . [사용률 = 2.903]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00227

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (350.00 - a/2) = 92.664 kN.m

≥ Mu (= 32.341 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.865]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 26.023 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	21.74	25.38

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 183.552 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 4.328]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00227

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (350.00 - a/2) = 92.664 kN.m

≥ Mu (= 21.743 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.262]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 25.375 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	31.72	25.33

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 268.312 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.961]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00227

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (350.00 - a/2) = 92.664 kN.m

≥ Mu (= 31.716 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.922]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 25.334 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 중앙부_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 중앙부_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 376 × 0.0020 = 752.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 752.00 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 × 376 × 1000 = 564.00 ㎟ (≤1800)

∴ 564.00 ㎟ ≤ 1267.000 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 7.5EA = 950.250 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)
∴ 675.0 ㎟ ≤ 950.3 ㎟ ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 7.5EA = 950.250 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)
∴ 675.0 ㎟ ≤ 950.3 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 7.5EA = 950.250 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)
∴ 675.0 ㎟ ≤ 950.3 ㎟ ∴ O.K

9) 우측벽체 : 하부

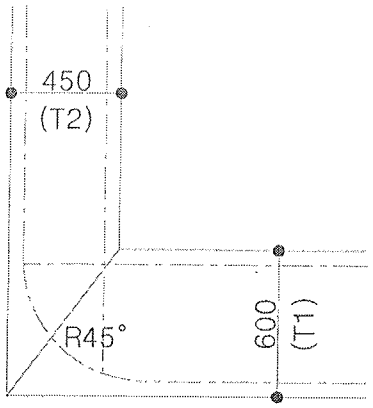
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 7.5EA = 950.250 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)
∴ 675.0 ㎟ ≤ 950.3 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 23.535 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 23.535 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 750.000$ mm

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 23.54 \times 10^6}{750.000^2 \times 1000} = 0.209 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0015277 + \sqrt{(2 \times 0.0107 + (0.0107)^2)} = 0.136$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.136 /3 = 0.955

fs = Mo / (As x d x j) = 177215.000 / (794.400 x 520.000 x 0.955)

= 0.449 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 0.449 x 794.400 = 356.974 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0021470 + \sqrt{(2 \times 0.0150 + (0.0150)^2)} = 0.159$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.159 /3 = 0.947

fs = Mo / (As x d x j) = 177215.000 / (794.400 x 370.000 x 0.947)

= 0.637 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 0.637 x 794.400 = 505.764 N

- 보강철근량 산정

T = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ = fsa x AsT : 대각선 방향의 인장력

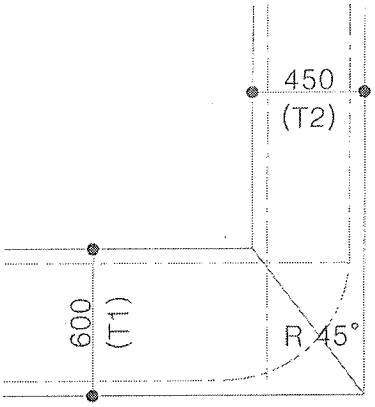
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ / fsa = $\sqrt{(356.974^2 + 505.764^2)}$ / 180.0

As = 3.439 ㎟

사용철근량 : H13 @ 1000, 2EA = 253.400 ㎟ ∴ O.K

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 23.535 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 23.535 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 750.000$ mm

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 23.54 \times 10^6}{750.000^2 \times 1000} = 0.209 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0015277 + \sqrt{(2 \times 0.0107 + (0.0107)^2)} = 0.136$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.136 /3 = 0.955

fs = Mo / (As x d x j) = 177215.000 / (794.400 x 520.000 x 0.955)

= 0.449 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 0.449 x 794.400 = 356.974 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0021470 + \sqrt{(2 \times 0.0150 + (0.0150)^2)} = 0.159$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.159 /3 = 0.947

fs = Mo / (As x d x j) = 177215.000 / (794.400 x 370.000 x 0.947)

= 0.637 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 0.637 x 794.400 = 505.764 N

- 보강철근량 산정

T = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ = fsa x AsT : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ / fsa = $\sqrt{(356.974^2 + 505.764^2)}$ / 180.0

As = 3.439 ㎟

사용철근량 : H13 @ 1000, 2EA = 253.400 ㎟ ∴ O.K

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 250 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	500	H16 - 4.0EA	250	1001.501	O.K	4.01
		중앙부 (상면)	2	520	H16 - 4.0EA	250	1238.897	O.K	4.96
		중앙부 (하면)	2	500	H16 - 4.0EA	250	43880.757	O.K	175.52
		우측	3	500	H16 - 4.0EA	250	1025.372	O.K	4.10
		우측(배수 구단면)	3	376	H16 - 4.0EA	250	605.400	O.K	2.42
좌측벽체	1층	중앙부	4	350	H16 - 4.0EA	250	1213.337	O.K	4.85
		하부	5	350	H16 - 4.0EA	250	794.370	O.K	3.18
우측벽체	1층	중앙부	6	350	H16 - 4.0EA	250	1218.927	O.K	4.88
		하부	7	350	H16 - 4.0EA	250	814.549	O.K	3.26

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 23.833 x 1000000 / [794.400 x (500.000 - 69.217/3)]
= 62.906 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x794.400)]
= 69.217 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 62.91) - 2.5 x 92.00 = 1021.88 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 62.91) = 1001.50 mm
Sa는 작은 값인 1001.50 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1001.50 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 20.054 x 1000000 / [794.400 x (520.000 - 70.690/3)]
= 50.852 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x794.400)]
= 70.690 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 50.85) - 2.5 x 72.00 = 1368.62 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 50.85) = 1238.90 mm
Sa는 작은 값인 1238.90 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1238.90 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 중앙부_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 0.544 x 1000000 / [794.400 x (500.000 - 69.217/3)]
= 1.436 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x794.400)]
= 69.217 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 1.44) - 2.5 x 92.00 = 54620.95 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 1.44) = 43880.76 mm
Sa는 작은 값인 43880.76 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 43880.76 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 23.278 x 1000000 / [794.400 x (500.000 - 69.217/3)]
= 61.441 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x794.400)]
= 69.217 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 61.44) - 2.5 x 92.00 = 1051.71 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 61.44) = 1025.37 mm
Sa는 작은 값인 1025.37 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1025.37 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 19.417 x 1000000 / [794.400 x (276.000 - 50.121/3)]
= 94.265 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x276.0/(7x794.400)]
= 50.121 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 94.27) - 2.5 x 92.00 = 605.41 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 94.27) = 668.33 mm
Sa는 작은 값인 605.41 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 605.41 mm) ∴ O.K

6) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 13.652 x 1000000 / [794.400 x (350.000 - 57.077/3)]
= 51.923 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x794.400)]
= 57.077 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 51.92) - 2.5 x 92.00 = 1286.67 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 51.92) = 1213.34 mm
Sa는 작은 값인 1213.34 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1213.34 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 20.213 x 1000000 / [794.400 x (350.000 - 57.077/3)]
= 76.877 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x794.400)]
= 57.077 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 76.88) - 2.5 x 92.00 = 794.37 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 76.88) = 819.50 mm
Sa는 작은 값인 794.37 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 794.37 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 13.589 x 1000000 / [794.400 x (350.000 - 57.077/3)]
= 51.685 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x794.400)]
= 57.077 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 51.68) - 2.5 x 92.00 = 1293.66 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 51.68) = 1218.93 mm
Sa는 작은 값인 1218.93 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1218.93 mm) ∴ O.K

9) 우측벽체 하부

① 응력 산정

$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 19.822 \times 1000000 / [794.400 \times (350.000 - 57.077/3)]$

$= 75.391$ MPa

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

$= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x794.400)]}$

$= 57.077$ mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00$ mm

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

S_{min} : $375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times Cc = 375 \times (210 / 75.39) - 2.5 \times 92.00 = 814.55$ mm

$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 75.39) = 835.64$ mm

Sa는 작은 값인 814.55 mm 를 적용

$S = 1000.00 / 4.0$ EA $= 250.00 \leq S_a$ (= 814.55 mm) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

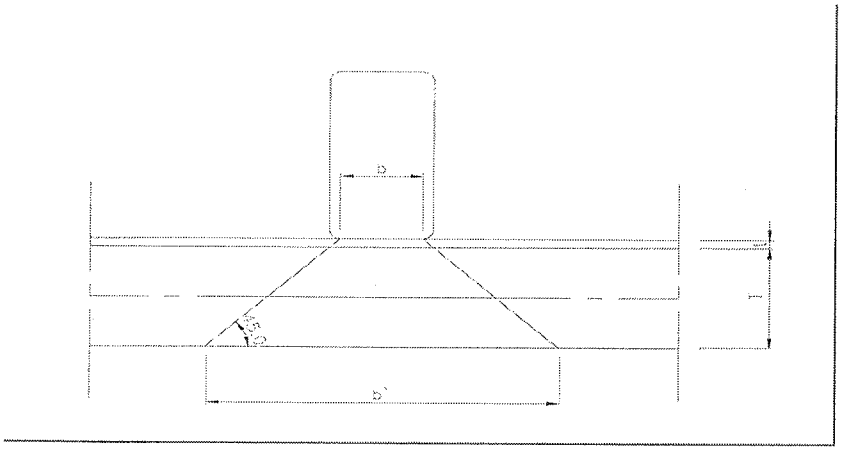
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 159.994 / 9.000 = 17.777 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

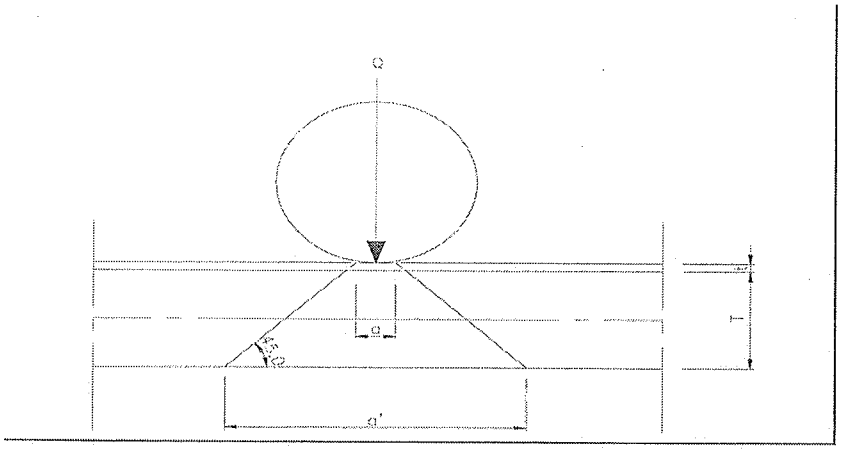


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 600 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°

= 1.860 m



a' = 0.200 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°

= 1.560 m

Qz = 96.0 / (1.860 × 1.56C 33.085 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 17.78 + 1.84 + 33.09

= 52.702 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 162.00 kN/m² ≥ Qmax = 52.702 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	9.000	×	0.600	×	25.000				=	135.000	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	1.111	×	25.000	×	2		=	24.998	kN/m
	:	0.000	×	0.411	×	25.000	/	2	× 2	=	0.000	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000				=	10.000	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.080	×	23.000				=	12.880	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	1.000	×	19.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-0.589	×	10.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-0.589	×	10.000	×	2		=	0.000	kN/m
								∴ Σ		=	182.878	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 1.000 \times -0.589 \times 19.000 + -0.589^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 182.878 + 0.000 = 182.878 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 9.000 × 0.011 × 10.000

= 0.990 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 182.878 / 0.990

= 184.725 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -5.2 m (보링주상도 NABB-1 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	9.000	×	0.600	×	25.000					=	135.000	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	1.111	×	25.000	×	2			=	24.998	kN/m
	:	0.000	×	0.411	×	25.000	/	2	×	2	=	0.000	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000					=	10.000	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.080	×	23.000					=	12.880	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	5.200	×	19.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-4.789	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-4.789	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
									∴	Σ	=	182.878	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 5.200^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 5.200 \times -4.789 \times 19.000 + -4.789^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ $\Sigma = 0.000 + 0.000 = 0.000$ kN/m

(3) 저항력

$R = 182.878 + 0.000 = 182.878$ kN/m

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비

대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{135.000}{9.000 \times 10.000 \times 1.100} = 1.364 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.364 m 이하유지

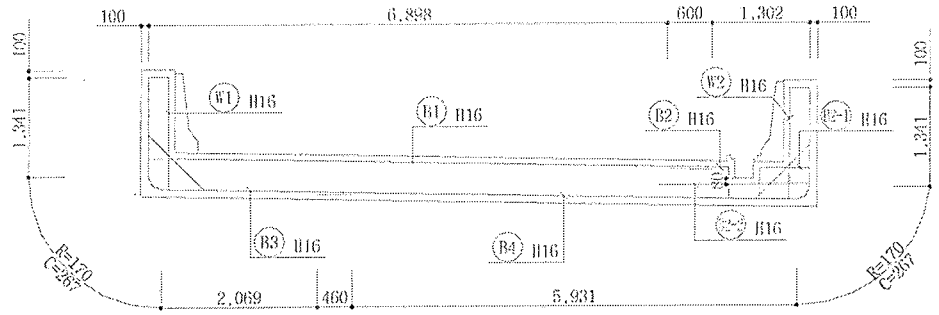
- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{169.998}{9.000 \times 10.000 \times 1.100} = 1.717 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.717 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)

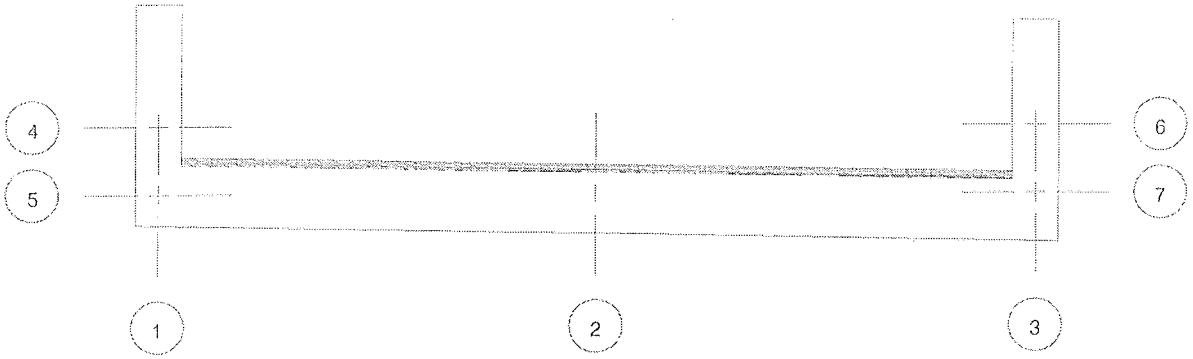


U3

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm^2		mm^2	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	500	55.64	133.18	329.21	H16 - 4.0EA	794.40	2.39
		중앙부(상면)	2	1000	520	36.19	138.58	205.39	H16 - 4.0EA	794.40	3.83
		중앙부(하면)	2	1000	500	12.63	133.18	74.38	H16 - 4.0EA	794.40	10.55
		우측	3	1000	500	55.64	133.18	329.21	H16 - 4.0EA	794.40	2.39
		우측(배수구단면)	3	1000	376	47.48	72.68	514.30	H16 - 4.0EA	794.40	1.53
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	31.59	92.66	267.21	H16 - 4.0EA	794.40	2.93
		하부	5	1000	350	48.39	92.66	410.84	H16 - 4.0EA	794.40	1.91
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	350	31.59	92.66	267.21	H16 - 4.0EA	794.40	2.93
		하부	7	1000	350	48.39	92.66	410.84	H16 - 4.0EA	794.40	1.91

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부슬래브	1경간	좌측	1	1200.0	1267.0	O.K	900.0	1267.0	O.K
		중앙부(상면)	2	1200.0	1267.0	O.K	900.0	1267.0	O.K
		중앙부(하면)	2	1200.0	1267.0	O.K	900.0	1267.0	O.K
		우측	3	1200.0	1267.0	O.K	900.0	1267.0	O.K
		우측(배수구단면)	3	752.0	1267.0	O.K	564.0	1267.0	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	900.0	1267.0	O.K	675.0	1267.0	O.K
		하부	5	900.0	1267.0	O.K	675.0	1267.0	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	900.0	1267.0	O.K	675.0	1267.0	O.K
		하부	7	900.0	1267.0	O.K	675.0	1267.0	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	324.8	22.2	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		중앙부	2	337.8	12.9	387.16	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측	3	324.8	22.2	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측 (배수구단면)	3	179.3	20.8	231.72	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	227.3	30.3	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	5	227.3	31.1	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	227.3	30.3	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	7	227.3	31.1	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 250 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	500	H16 - 4.0EA	250	631.047	O.K	2.52
		중앙부 (상면)	2	520	H16 - 4.0EA	250	787.997	O.K	3.15
		중앙부 (하면)	2	500	H16 - 4.0EA	250	1121922.2	O.K	4487.7
		우측	3	500	H16 - 4.0EA	250	631.047	O.K	2.52
		우측(배수 구단면)	3	376	H16 - 4.0EA	250	347.700	O.K	1.39
좌측벽체	1층	중앙부	4	350	H16 - 4.0EA	250	818.823	O.K	3.28
		하부	5	350	H16 - 4.0EA	250	454.625	O.K	1.82
우측벽체	1층	중앙부	6	350	H16 - 4.0EA	250	818.823	O.K	3.28
		하부	7	350	H16 - 4.0EA	250	454.625	O.K	1.82

2. 설 계 조 건

1) 구조형식
- 지하차도 (내공 : 8.1M × 1.58M, 사각 : 90°)

2) 지하수위
- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량
- 철근콘크리트(ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도
- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량
: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래
- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수
- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용)

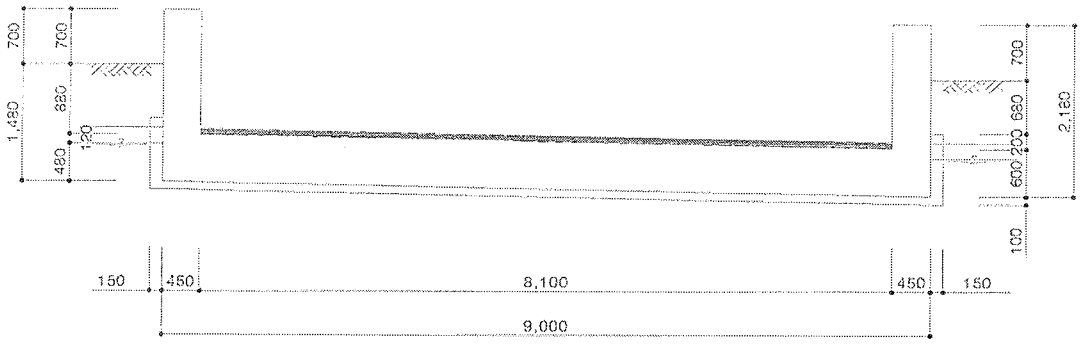
8) 토 사
- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌
- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준·해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


700
700
825
120
480
1,450
700
680
200
600
100
2,180
150
450
8,100
450
150
9,000

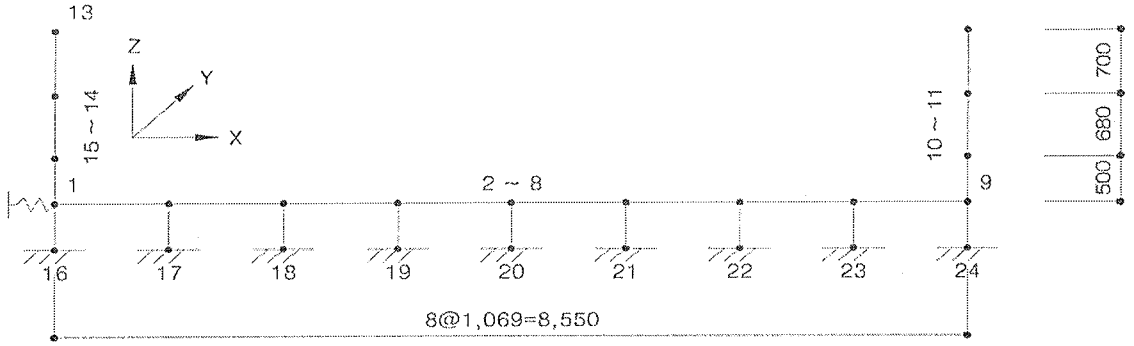
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

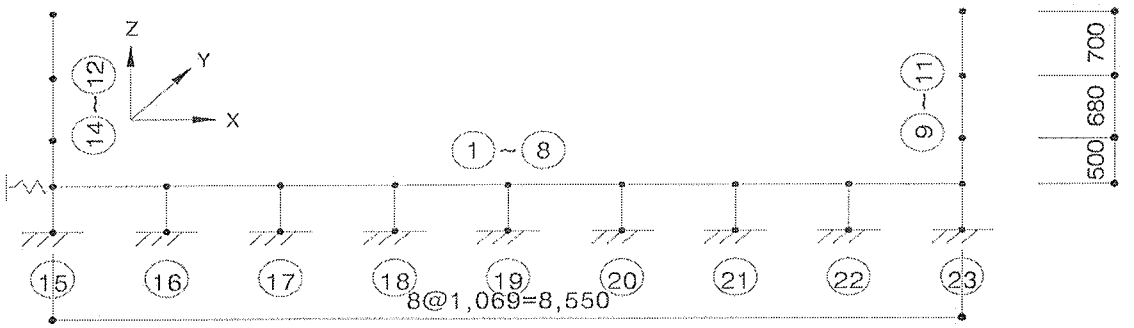
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

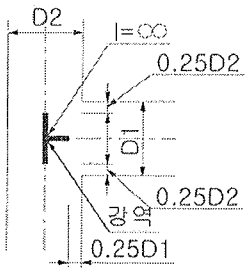
NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	0.600 × 1.000 = 0.600	0.01800	1~8
2	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	9~14

3) 단면좌표

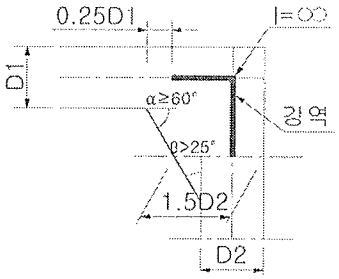
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	13	0.000	2.380
2	1.069	0.500	14	0.000	1.680
3	2.138	0.500	15	0.000	1.000
4	3.206	0.500	16	0.000	0.000
5	4.275	0.500	17	1.069	0.000
6	5.344	0.500	18	2.138	0.000
7	6.412	0.500	19	3.206	0.000
8	7.481	0.500	20	4.275	0.000
9	8.550	0.500	21	5.344	0.000
10	8.550	1.000	22	6.412	0.000
11	8.550	1.680	23	7.481	0.000
12	8.550	2.380	24	8.550	0.000

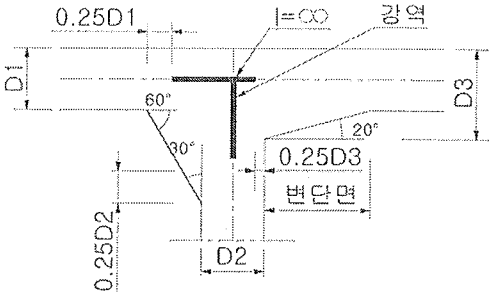
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 600 = 75 ㎜

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 ㎜

(3) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 600 = 75 ㎜

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 ㎜

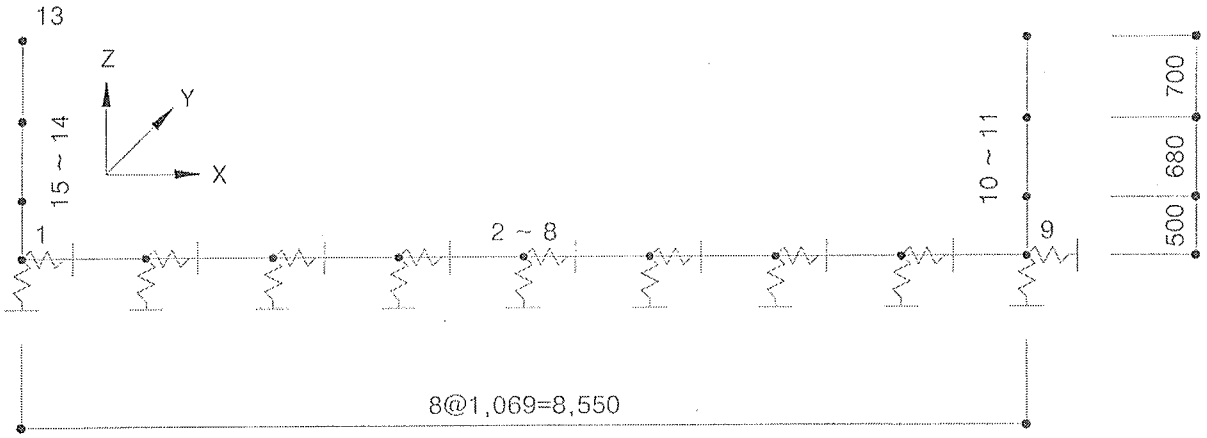
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

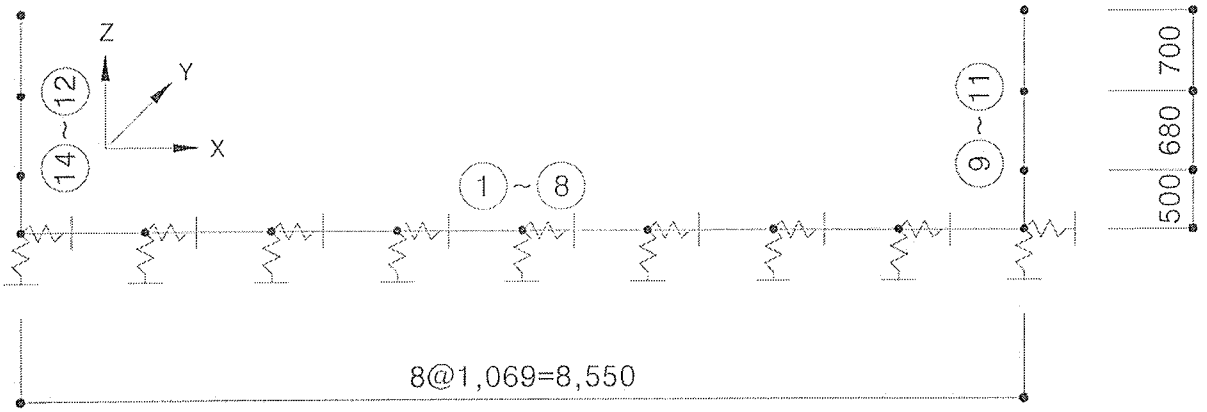
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삼도



② 부재삼도



2) 단면제원

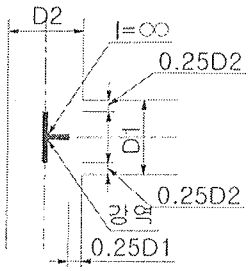
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	1~8
2	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	9~14

3) 단면좌표

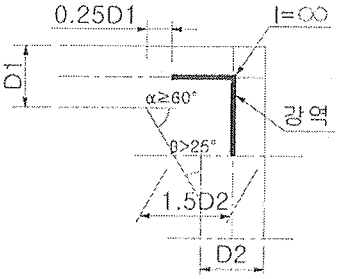
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	9	8.550	0.000
2	1.069	0.000	10	8.550	0.500
3	2.138	0.000	11	8.550	1.180
4	3.206	0.000	12	8.550	1.880
5	4.275	0.000	13	0.000	1.880
6	5.344	0.000	14	0.000	1.180
7	6.412	0.000	15	0.000	0.500
8	7.481	0.000			

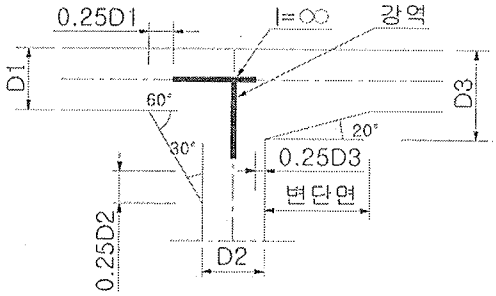
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 600 = 75 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 mm

(3) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 600 = 75 mm

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m^2)

α = 1

Eo = 9000.00 kN/m^2 (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B = √(9.000 × 9.000) = 9.00 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 9000 = 30000.00 kN/m^3

Kv = 30000.000 × (9.000 / 0.3) $^{-3/4}$ = 2340.35 kN/m^3

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.069/2) = 1777 kN/m	1,9
Kv2	Kv x (1.069/2 + 1.069/2) = 2501 kN/m	2~8
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	5

7. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 2

Eo = 9000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(9.000 × 9.000) = 9.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kv = 60000.000 × (9.000 / 0.3)$^{-3/4}$ = 4680.69 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 4680.690 = 1560.23 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(1.480 × 1.480) = 1.480 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (1.480 / 0.3)$^{-3/4}$ = 18127.90 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 18127.900 = 6042.63 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(1.480 × 1.480) = 1.480 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (1.480 / 0.3)$^{-3/4}$ = 18127.90 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 18127.900 = 6042.63 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.069/2 + 1.069/2) = 5002 kN/m	2~8
Ksb1	Ksb x (1.069/2 + 1.069/2) = 1667 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.069/2) = 3554 kN/m	1,9
Ksb1	Kh x (1.880/2 + 0.800/2) = 24289 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = 0.590 × 23.000 × 0.500 = 6.783 kN/m²

Wh2 = 6.783 + 0.210 × 23.000 × 0.500 = 9.200 kN/m²

Wh3 = 9.200 + 0.290 × 19.000 × 0.500 = 11.953 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = 0.590 × 23.000 × 0.500 = 6.783 kN/m²

Wh2 = 6.783 + 0.210 × 23.000 × 0.500 = 9.200 kN/m²

Wh3 = 9.200 + 0.200 × 19.000 × 0.500 = 11.100 kN/m²

Wh4 = 11.100 + 0.090 × 10.000 × 0.500 = 11.549 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

Ww1 = 0.090 × 10.000 = 0.898 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww2 = (1.480 - 1.000) × 10.000 = 4.798 kN/m²

6) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15\times10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0\times10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.154
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)).kv =	:	8.755

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

= 0.436

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.063
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)).kv =	:	3.605

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

= 0.372

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1	= 0.590 × 23.000 × 0.436	= 5.915 kN/m²
Wh2	= 5.915 + 0.210 × 23.000 × 0.436	= 8.022 kN/m²
Wh3	= 8.022 + 0.290 × 19.000 × 0.436	= 10.423 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.590 × 23.000 × 0.372 = 5.046 kN/m²

Wh2 = 5.046 + 0.210 × 23.000 × 0.372 = 6.845 kN/m²

Wh3 = 6.845 + 0.290 × 19.000 × 0.372 = 8.893 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.590 × 23.000 × 0.436 = 5.915 kN/m²

Wh2 = 5.915 + 0.210 × 23.000 × 0.436 = 8.022 kN/m²

Wh3 = 8.022 + 0.200 × 19.000 × 0.436 = 9.679 kN/m²

Wh4 = 9.679 + 0.090 × 10.000 × 0.436 = 10.071 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.590 × 23.000 × 0.372 = 5.046 kN/m²

Wh2 = 5.046 + 0.210 × 23.000 × 0.372 = 6.845 kN/m²

Wh3 = 6.845 + 0.200 × 19.000 × 0.372 = 8.258 kN/m²

Wh4 = 8.258 + 0.090 × 10.000 × 0.372 = 8.592 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

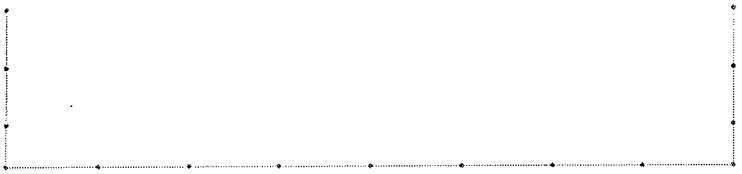
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.600×25.000×0.063 = 0.945	fb = 0.600×25.000×0.154 = 2.310

② 측벽

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f2 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f3 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f3 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f4 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f4 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732

10. 하 중 재 하 (상시)

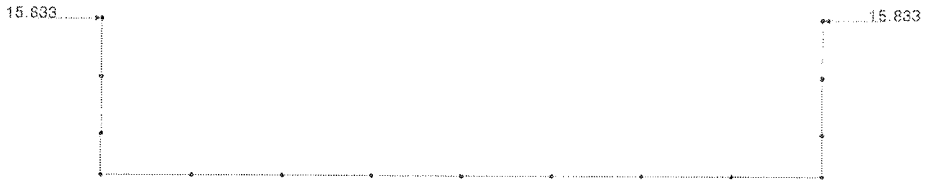
1) CASE1 - 구체자중(SW)



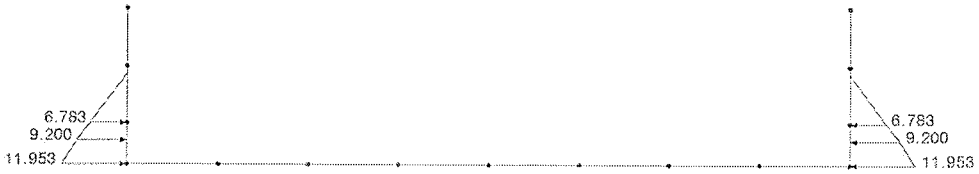
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



3) CASE3 - 충돌하중(CL)



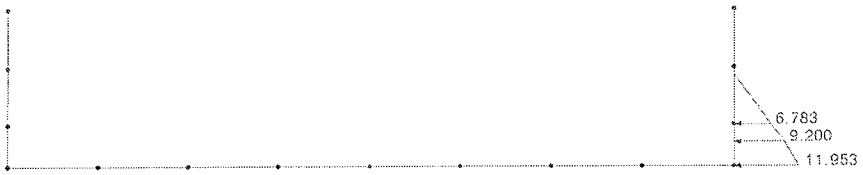
4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



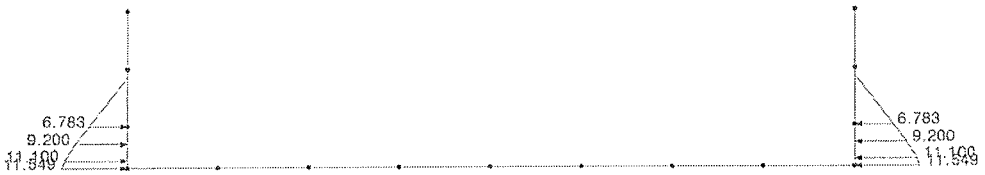
5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



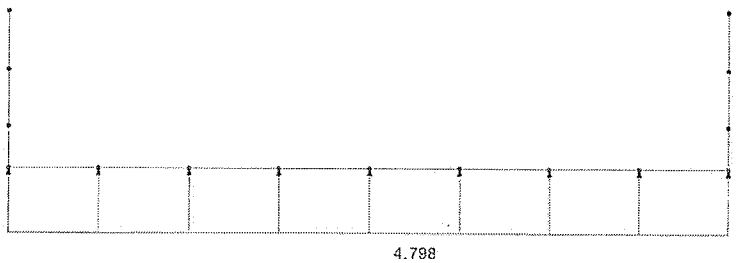
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



10) CASE10 - 수평수압(WATERH)



11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)



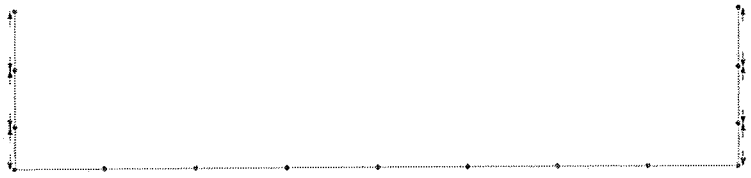
12) CASE12 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



13) CASE13 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)



14) CASE14 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

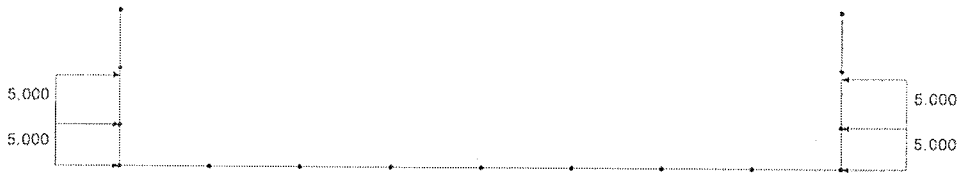


11. 하중 재하 (기능수행)

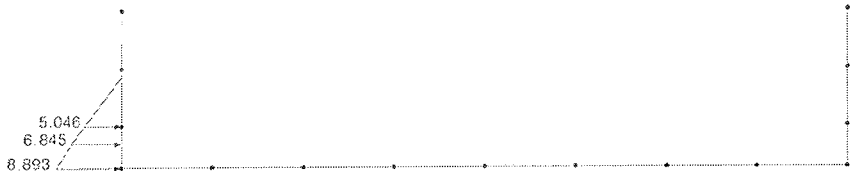
1) CASE1 - 구체자중(SW)



2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



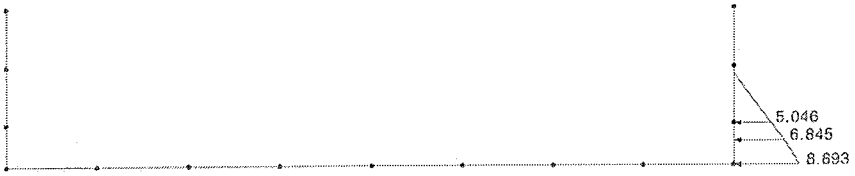
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



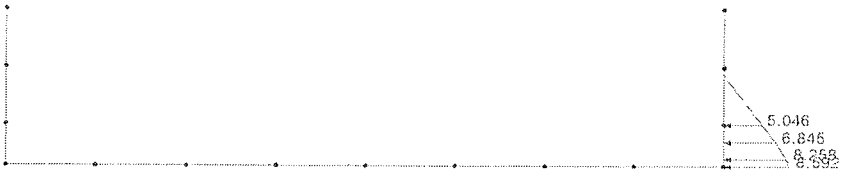
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



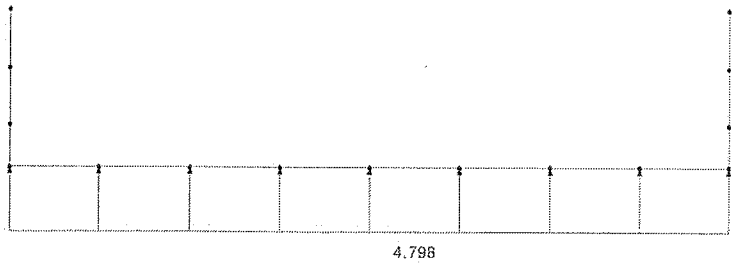
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



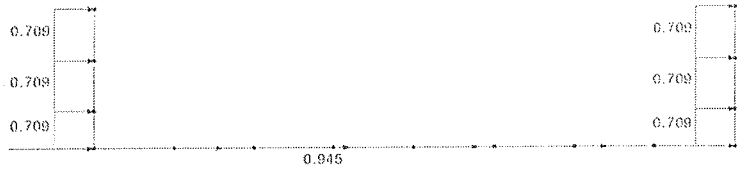
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



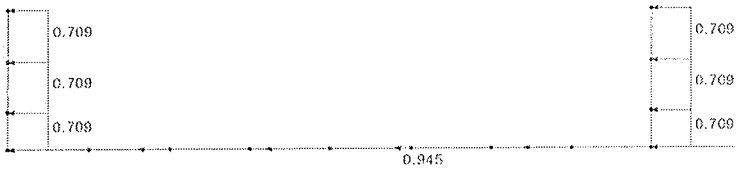
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

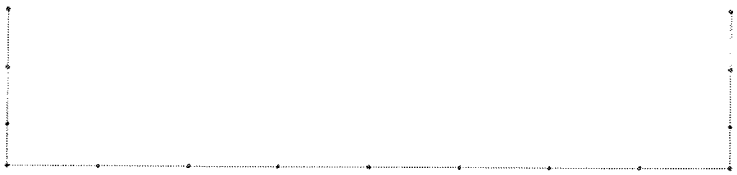


10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

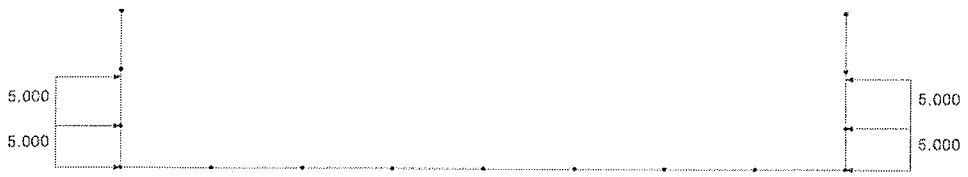


12. 하중 재하 (붕괴방지)

1) CASE1 - 구체자중(SW)



2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



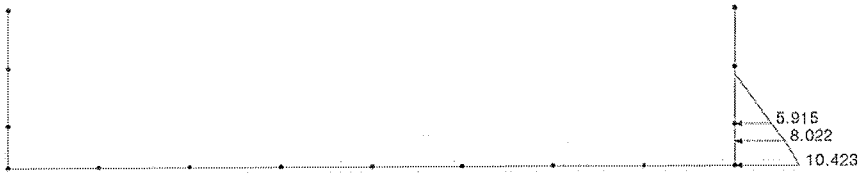
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



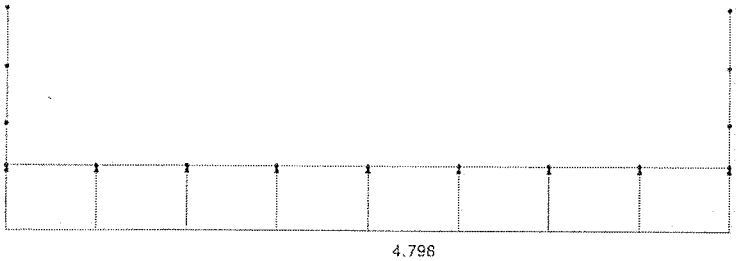
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



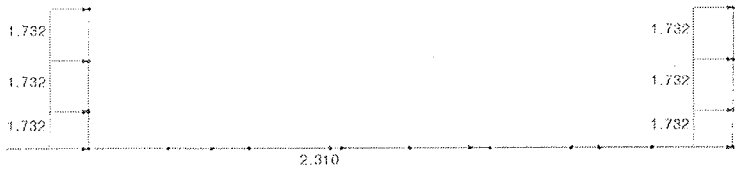
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



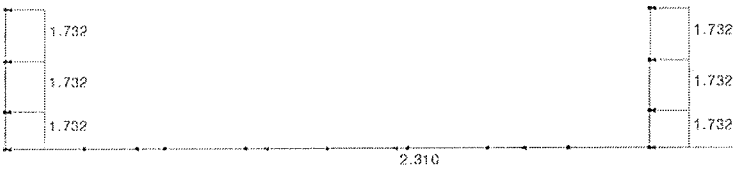
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.700 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.600	●
LC7	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.600	●
LC8	0.900	0.900		1.600		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	●

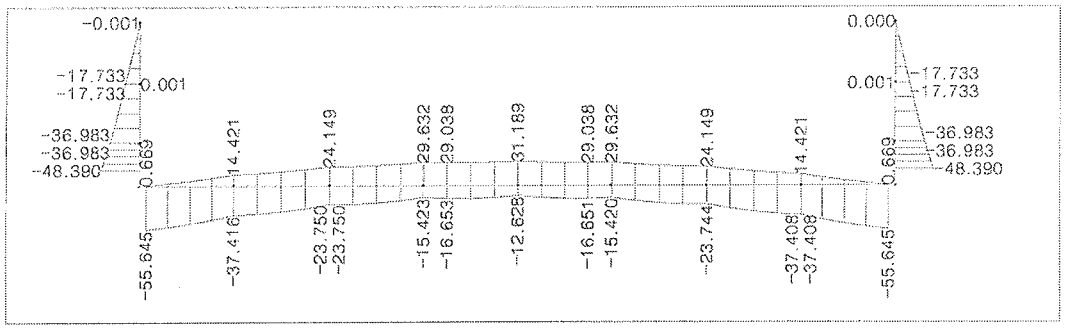
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.400	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.400	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.400	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.400	●

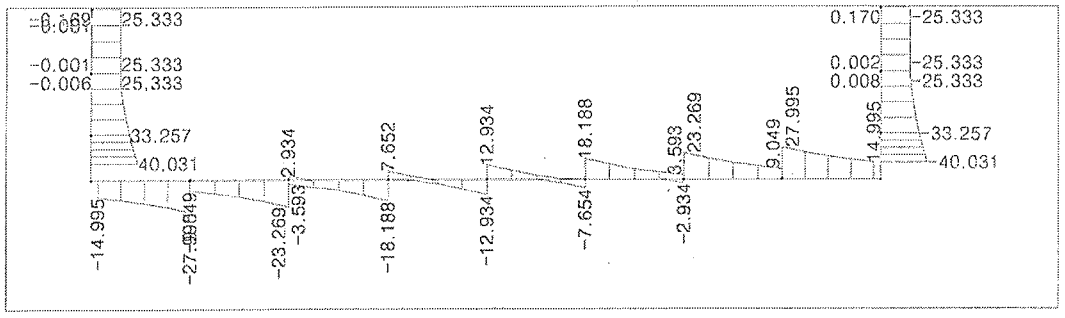
14. 단면력정리

14.1 상시

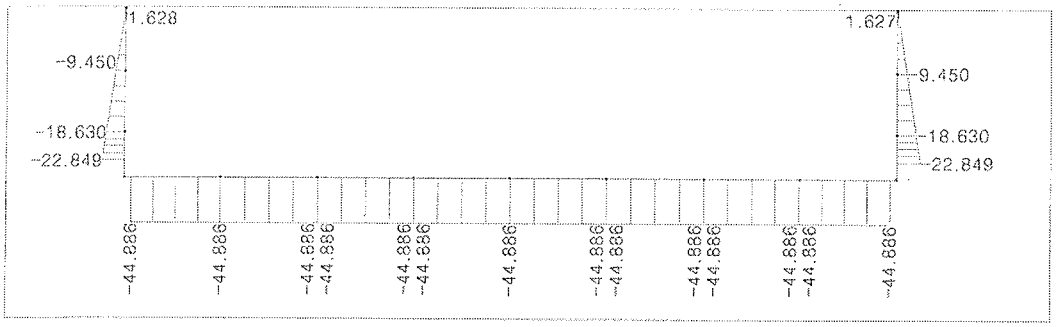
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



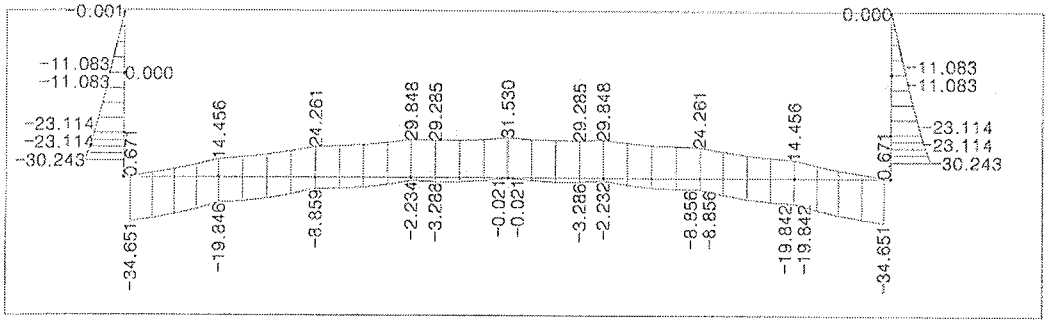
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

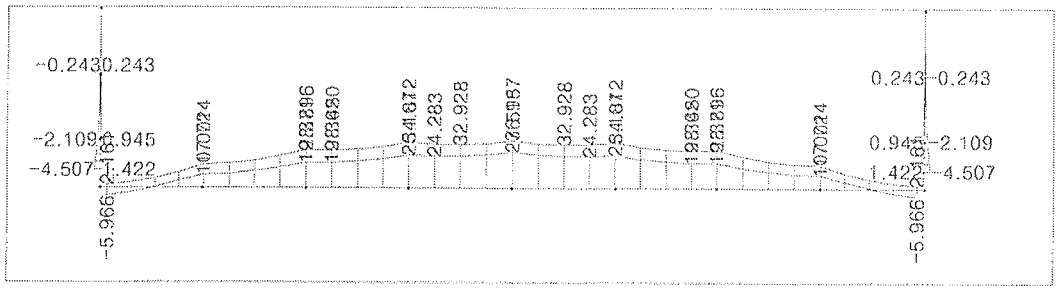


5) 단면력 정리

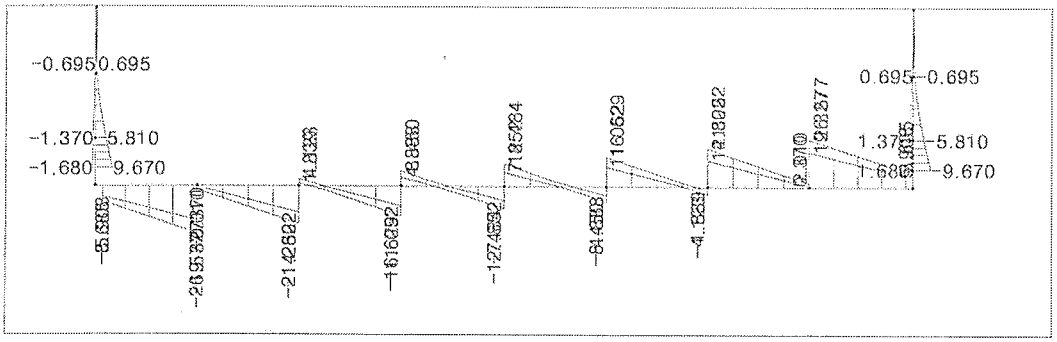
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	55.65	22.22	44.89	34.65	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	2	31.19	12.93	44.89	31.53	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	3	12.63	12.93	44.89	0.02	1000.00	600.00	
		우측	4	55.65	22.22	44.89	34.65	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	31.59	30.32	16.34	19.74	1000.00	450.00	
		하부	6	48.39	31.08	22.85	30.24	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	31.59	30.32	16.34	19.74	1000.00	450.00	
		하부	8	48.39	31.10	22.85	30.24	1000.00	450.00	

14.2 지진시(기능수행)

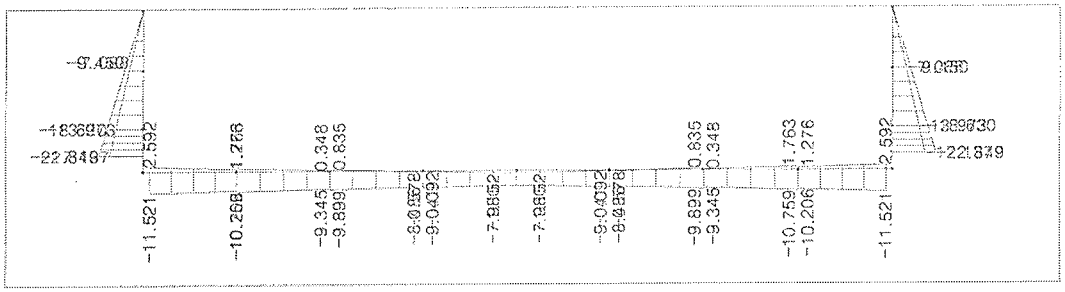
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

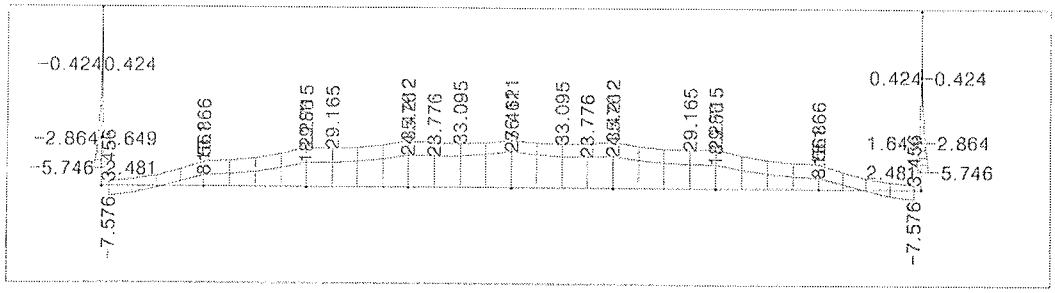


4) 단면력 정리

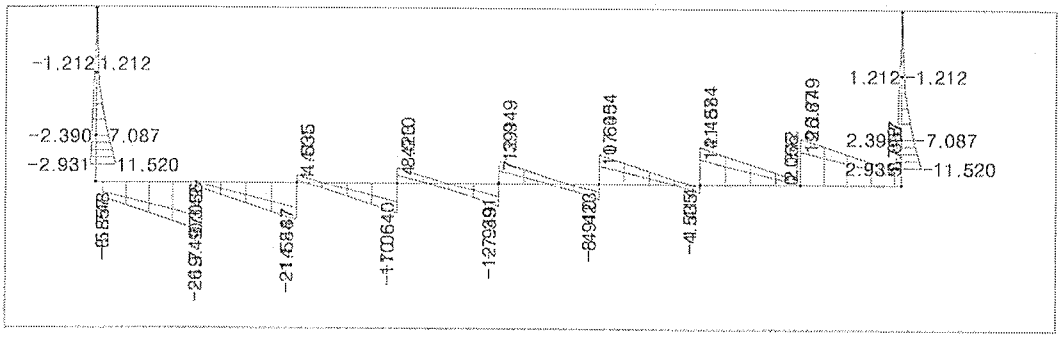
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	5.97	20.39	11.61	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	2	36.19	12.48	8.19	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	3	0.00	12.48	8.19	1000.00	600.00	
		우측	4	5.97	20.38	11.52	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	1.27	4.06	16.34	1000.00	450.00	
		하부	6	4.51	4.51	22.85	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	1.27	4.06	16.34	1000.00	450.00	
		하부	8	4.51	4.52	22.85	1000.00	450.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

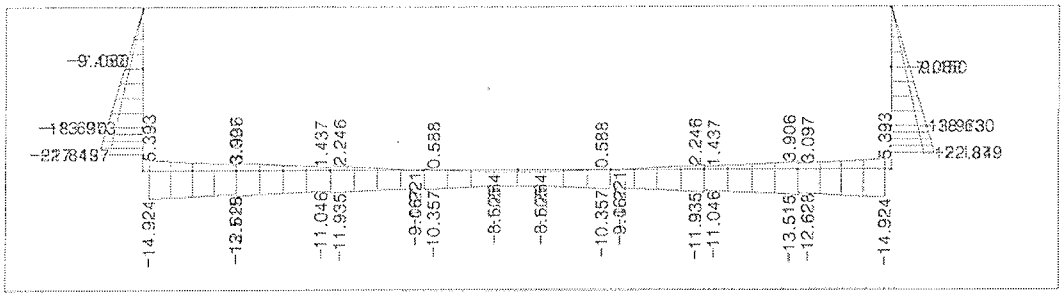
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	7.58	20.56	15.01	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	2	36.12	12.95	8.79	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	3	0.00	12.95	8.79	1000.00	600.00	
		우측	4	7.58	20.56	14.92	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	1.83	5.08	16.34	1000.00	450.00	
		하부	6	5.75	5.60	22.85	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	1.83	5.08	16.34	1000.00	450.00	
		하부	8	5.75	5.61	22.85	1000.00	450.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-55.65	-	-7.58	-5.97	-55.65	
		중앙부 (상면)	2	31.19	-	36.12	36.19	36.19	
		중앙부 (하면)	3	-12.63	-	-	-	-12.63	
		우측	4	-55.65	-	-7.58	-5.97	-55.65	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-31.59	-	-1.83	-1.27	-31.59	
		하부	6	-48.39	-	-5.75	-4.51	-48.39	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-31.59	-	-1.83	-1.27	-31.59	
		하부	8	-48.39	-	-5.75	-4.51	-48.39	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-22.22	-	-20.56	-20.39	-22.22	
		중앙부 (상면)	2	-12.93	-	-12.95	-12.48	-12.95	
		중앙부 (하면)	3	-12.93	-	-12.95	-12.48	-12.95	
		우측	4	22.22	-	20.56	20.38	22.22	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	30.32	-	5.08	4.06	30.32	
		하부	6	31.08	-	5.60	4.51	31.08	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-30.32	-	-5.08	-4.06	-30.32	
		하부	8	-31.10	-	-5.61	-4.52	-31.10	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-44.89	-	-15.01	-11.61	-44.89	
		중앙부 (상면)	2	-44.89	-	-8.79	-8.19	-44.89	
		중앙부 (하면)	3	-44.89	-	-8.79	-8.19	-44.89	
		우측	4	-44.89	-	-14.92	-11.52	-44.89	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-16.34	-	-16.34	-16.34	-16.34	
		하부	6	-22.85	-	-22.85	-22.85	-22.85	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-16.34	-	-16.34	-16.34	-16.34	
		하부	8	-22.85	-	-22.85	-22.85	-22.85	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-34.65	-	-	-	-34.65	
		중앙부 (상면)	2	31.53	-	-	-	31.53	
		중앙부 (하면)	3	-0.02	-	-	-	-0.02	
		우측	4	-34.65	-	-	-	-34.65	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-19.74	-	-	-	-19.74	
		하부	6	-30.24	-	-	-	-30.24	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-19.74	-	-	-	-19.74	
		하부	8	-30.24	-	-	-	-30.24	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	500	55.64	133.18	329.21	H16 - 4.0EA	794.40	2.39
		중앙부(상면)	2	1000	520	36.19	138.58	205.39	H16 - 4.0EA	794.40	3.83
		중앙부(하면)	2	1000	500	12.63	133.18	74.38	H16 - 4.0EA	794.40	10.55
		우측	3	1000	500	55.64	133.18	329.21	H16 - 4.0EA	794.40	2.39
		우측(배수구단면)	3	1000	376	47.48	72.68	514.30	H16 - 4.0EA	794.40	1.53
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	31.59	92.66	267.21	H16 - 4.0EA	794.40	2.93
		하부	5	1000	350	48.39	92.66	410.84	H16 - 4.0EA	794.40	1.91
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	350	31.59	92.66	267.21	H16 - 4.0EA	794.40	2.93
		하부	7	1000	350	48.39	92.66	410.84	H16 - 4.0EA	794.40	1.91

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	324.8	22.2	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		중앙부	2	337.8	12.9	387.16	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측	3	324.8	22.2	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측(배수구단면)	3	179.3	20.8	231.72	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	227.3	30.3	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	5	227.3	31.1	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	227.3	30.3	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	7	227.3	31.1	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	55.65	22.22

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 16.289) / 16.289 = 0.08909

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 329.212 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.413]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00159

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (500.00 - a/2) = 133.178 kN.m

≥ Mu (= 55.645 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.393]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 22.219 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	36.19	12.95

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 16.289) / 16.289 = 0.09277

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 205.387 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.868]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00153

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (520.00 - a/2) = 138.580 kN.m

≥ Mu (= 36.187 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.830]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 12.949 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	12.63	12.95

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 16.289) / 16.289 = 0.08909

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 74.381 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 10.680]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00159

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (500.00 - a/2) = 133.178 kN.m

≥ Mu (= 12.628 kN.m) ∴ O.K [안전률 10.546]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 12.949 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	55.65	22.22

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 16.289) / 16.289 = 0.08909

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 329.212 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.413]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00159

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (500.00 - a/2) = 133.178 kN.m

≥ Mu (= 55.645 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.393]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 22.216 kN) . 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	376.0	276.0	100.0	47.5	20.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (276.00 - 16.289) / 16.289 = 0.04783

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 514.298 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) . [사용률 = 1.545]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

수축온도철근비 = 0.00200

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

ρuse = As / bd = 0.00288

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (276.00 - a/2) = 72.677 kN.m

≥ Mu (= 47.478 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.531]

* 전단에 대한 검토 (d = 276.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 276.00 = 179.267 kN

≥ Vu (= 20.843 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	31.59	30.32

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 267.211 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.973]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00227

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (350.00 - a/2) = 92.664 kN.m

≥ Mu (= 31.587 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.934]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 30.321 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	48.39	31.08

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 410.837 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.934]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00227

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (350.00 - a/2) = 92.664 kN.m

≥ Mu (= 48.390 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.915]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 31.082 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	31.59	30.32

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 267.211 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.973]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00227

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (350.00 - a/2) = 92.664 kN.m

≥ Mu (= 31.587 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.934]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 30.317 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	48.39	31.10

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 410.837 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.934]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00227

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (350.00 - a/2) = 92.664 kN.m

≥ Mu (= 48.390 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.915]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 31.096 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 중앙부_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 중앙부_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 376 × 0.0020 = 752.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 752.00 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 × 376 × 1000 = 564.00 ㎟ (≤1800)

∴ 564.00 ㎟ ≤ 1267.000 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)

∴ 675.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)

∴ 675.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)

∴ 675.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

9) 우측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

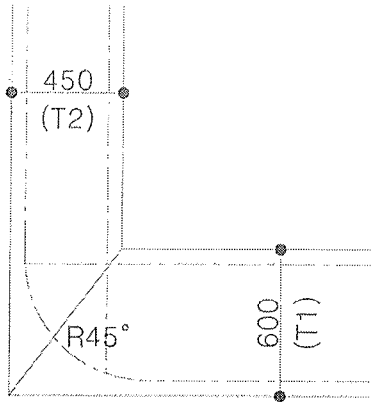
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)

∴ 675.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 34.651 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 34.651 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 750.000$ mm

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 34.65 \times 10^6}{750.000^2 \times 1000} = 0.308 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0015277 + \sqrt{(2 \times 0.0107 + (0.0107)^2)} = 0.136$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.136 /3 = 0.955

fs = Mo / (As x d x j) = 671433.000 / (794.400 x 520.000 x 0.955)

= 1.703 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 1.703 x 794.400 = 1352.505 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0021470 + \sqrt{(2 \times 0.0150 + (0.0150)^2)} = 0.159$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.159 /3 = 0.947

fs = Mo / (As x d x j) = 671433.000 / (794.400 x 370.000 x 0.947)

= 2.412 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 2.412 x 794.400 = 1916.241 N

- 보강철근량 산정

T = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ = fsa x AsT : 대각선 방향의 인장력

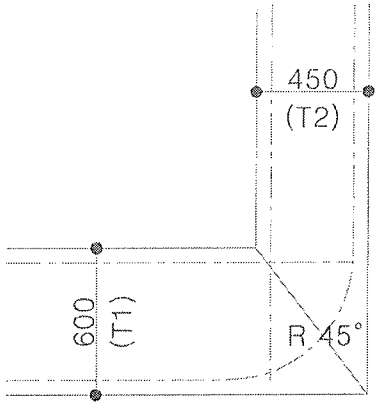
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ / fsa = $\sqrt{(1352.505^2 + 1916.241^2)}$ / 180.0

As = 13.030 ㎟

사용철근량 : H13 @ 1000, 2EA = 253.400 ㎟ ∴ O.K

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 34.651 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 34.651 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 750.000$ mm

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 34.65 \times 10^6}{750.000^2 \times 1000} = 0.308 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0015277 + \sqrt{(2 \times 0.0107 + (0.0107)^2)} = 0.136$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.136 /3 = 0.955

fs = Mo / (As x d x j) = 671433.000 / (794.400 x 520.000 x 0.955)

= 1.703 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 1.703 x 794.400 = 1352.505 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0021470 + \sqrt{(2 \times 0.0150 + (0.0150)^2)} = 0.159$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.159 /3 = 0.947

fs = Mo / (As x d x j) = 671433.000 / (794.400 x 370.000 x 0.947)

= 2.412 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 2.412 x 794.400 = 1916.241 N

- 보강철근량 산정

T = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ = fsa x AsT : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ / fsa = $\sqrt{(1352.505^2 + 1916.241^2)}$ / 180.0

As = 13.030 ㎟

사용철근량 : H13 @ 1000, 2EA = 253.400 ㎟ ∴ O.K

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 250 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	500	H16 - 4.0EA	250	631.047	O.K	2.52
		중앙부 (상면)	2	520	H16 - 4.0EA	250	787.997	O.K	3.15
		중앙부 (하면)	2	500	H16 - 4.0EA	250	1121922.2	O.K	4487.7
		우측	3	500	H16 - 4.0EA	250	631.047	O.K	2.52
		우측(배수 구단면)	3	376	H16 - 4.0EA	250	347.700	O.K	1.39
좌측벽체	1층	중앙부	4	350	H16 - 4.0EA	250	818.823	O.K	3.28
		하부	5	350	H16 - 4.0EA	250	454.625	O.K	1.82
우측벽체	1층	중앙부	6	350	H16 - 4.0EA	250	818.823	O.K	3.28
		하부	7	350	H16 - 4.0EA	250	454.625	O.K	1.82

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 34.651 x 1000000 / [794.400 x (500.000 - 69.217/3)]
= 91.458 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x794.400)]
= 69.217 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 91.46) - 2.5 x 92.00 = 631.05 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 91.46) = 688.84 mm
Sa는 작은 값인 631.05 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 631.05 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 31.530 x 1000000 / [794.400 x (520.000 - 70.690/3)]
= 79.950 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x794.400)]
= 70.690 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 79.95) - 2.5 x 72.00 = 805.00 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 79.95) = 788.00 mm
Sa는 작은 값인 788.00 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 788.00 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 중앙부_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 0.021 x 1000000 / [794.400 x (500.000 - 69.217/3)]
= 0.056 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x794.400)]
= 69.217 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 0.06) - 2.5 x 92.00 = 1402172.70 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 0.06) = 1121922.16 mm
Sa는 작은 값인 1121922.16 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1121922.16 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 34.651 x 1000000 / [794.400 x (500.000 - 69.217/3)]
= 91.458 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x794.400)]
= 69.217 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 91.46) - 2.5 x 92.00 = 631.05 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 91.46) = 688.84 mm
Sa는 작은 값인 631.05 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 631.05 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 28.080 x 1000000 / [794.400 x (276.000 - 50.121/3)]
= 136.322 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x276.0/(7x794.400)]
= 50.121 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 136.32) - 2.5 x 92.00 = 347.67 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 136.32) = 462.14 mm
Sa는 작은 값인 347.67 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 347.67 mm) ∴ O.K

6) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 19.742 x 1000000 / [794.400 x (350.000 - 57.077/3)]
= 75.084 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x794.400)]
= 57.077 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 75.08) - 2.5 x 92.00 = 818.82 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 75.08) = 839.06 mm
Sa는 작은 값인 818.82 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 818.82 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 30.243 x 1000000 / [794.400 x (350.000 - 57.077/3)]
= 115.026 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x794.400)]
= 57.077 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 115.03) - 2.5 x 92.00 = 454.63 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 115.03) = 547.70 mm
Sa는 작은 값인 454.63 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 454.63 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 19.742 x 1000000 / [794.400 x (350.000 - 57.077/3)]
= 75.084 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x794.400)]
= 57.077 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 75.08) - 2.5 x 92.00 = 818.82 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 75.08) = 839.06 mm
Sa는 작은 값인 818.82 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 818.82 mm) ∴ O.K

9) 우측벽체 하부

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 30.243 \times 1000000 / [794.400 \times (350.000 - 57.077/3)]$

$= 115.026$ MPa

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

$= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x794.400)]}$

$= 57.077$ mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00$ mm

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

$Smin : 375 \times (Kcr / fs) - 2.5 \times Cc = 375 \times (210 / 115.03) - 2.5 \times 92.00 = 454.63$ mm

$300 \times (Kcr / fs) = 300 \times (210 / 115.03) = 547.70$ mm

Sa는 작은 값인 454.63 mm 를 적용

$S = 1000.00 / 4.0$ EA $= 250.00 \leq Sa (= 454.63$ mm) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

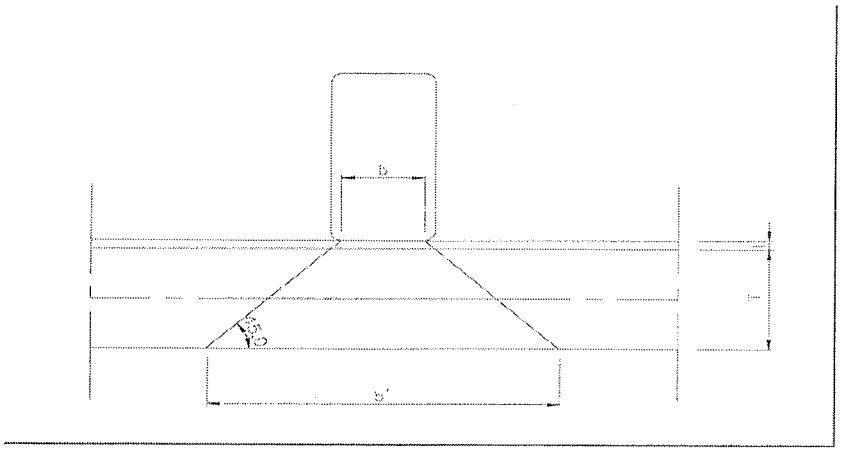
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 170.545 / 9.000 = 18.949 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

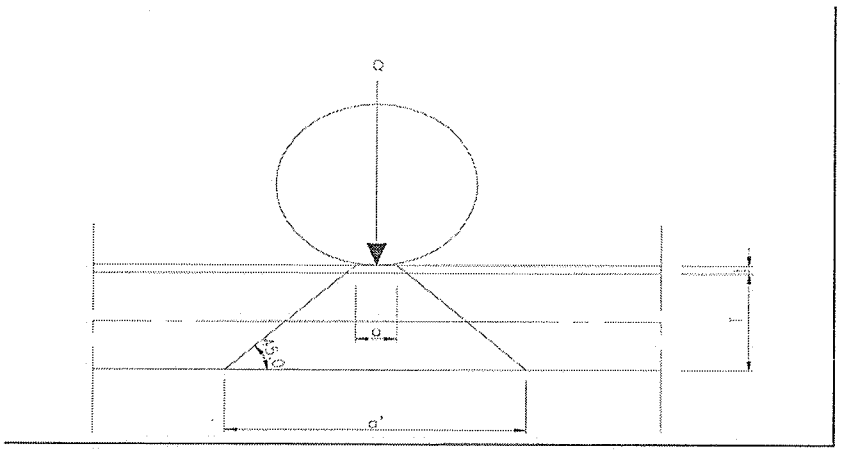


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 600 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°

= 1.860 m



a' = 0.200 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°

= 1.560 m

Qz = 96.0 / (1.860 × 1.56C 33.085 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 18.95 + 1.84 + 33.09

= 53.875 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 174.50 kN/m² ≥ Qmax = 53.875 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	9.000	×	0.600	×	25.000					=	135.000	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	1.580	×	25.000	×	2			=	35.550	kN/m
	:	0.000	×	0.880	×	25.000	/	2	×	2	=	0.000	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000					=	10.000	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.080	×	23.000					=	12.880	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	1.000	×	19.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-0.120	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-0.120	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
									∴	Σ	=	193.430	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 1.000 \times -0.120 \times 19.000 + -0.120^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 193.430 + 0.000 = 193.430 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 9.000 × 0.480 × 10.000

= 43.200 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 193.430 / 43.200

= 4.478 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -5.2 m (보링주상도 NABB-1 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	9.000	×	0.600	×	25.000					=	135.000	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	1.580	×	25.000	×	2			=	35.550	kN/m
	:	0.000	×	0.880	×	25.000	/	2	×	2	=	0.000	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000					=	10.000	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.080	×	23.000					=	12.880	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	5.200	×	19.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-4.320	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-4.320	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
								∴ Σ			=	193.430	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 5.200^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 5.200 \times -4.320 \times 19.000 + -4.320^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 193.430 + 0.000 = 193.430 kN/m

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하여 우기등의 특별한 경우를 대비

대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{135.000}{9.000 \times 10.000 \times 1.100} = 1.364 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.364 m 이하유지

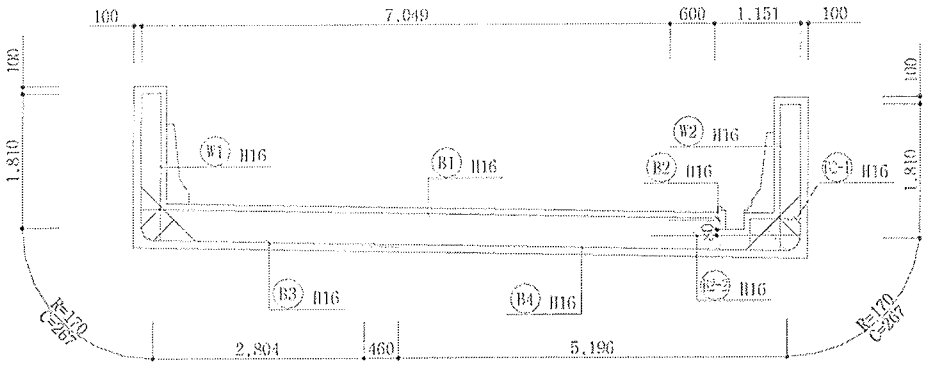
- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{180.550}{9.000 \times 10.000 \times 1.100} = 1.824 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.824 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)

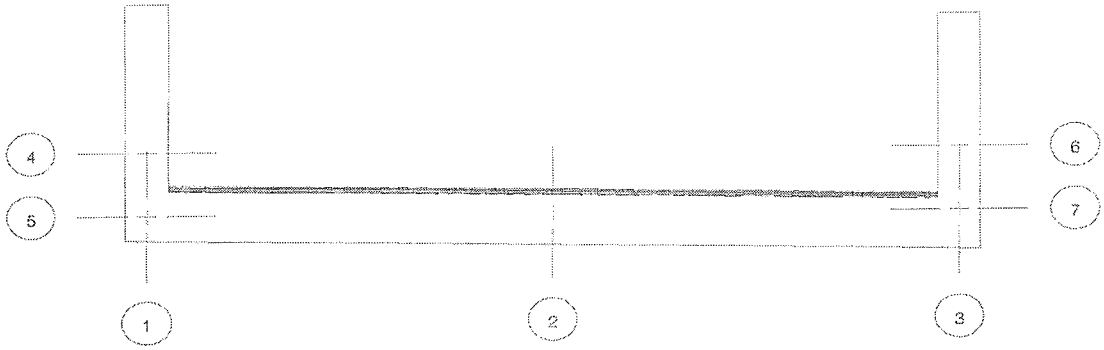


U4

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm^2		mm^2	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	500	93.66	190.93	556.33	H19 - 4.0EA	1146.00	2.04
		중앙부(상면)	2	1000	520	43.66	138.58	247.96	H16 - 4.0EA	794.40	3.17
		중앙부(하면)	2	1000	500	30.46	190.93	179.73	H19 - 4.0EA	1146.00	6.27
		우측	3	1000	500	93.66	190.93	556.33	H19 - 4.0EA	1146.00	2.04
		우측(배수구단면)	3	1000	376	80.80	103.65	885.80	H19 - 4.0EA	1146.00	1.28
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	53.00	132.48	450.47	H19 - 4.0EA	1146.00	2.50
		하부	5	1000	350	83.29	132.48	712.60	H19 - 4.0EA	1146.00	1.59
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	350	53.00	132.48	450.47	H19 - 4.0EA	1146.00	2.50
		하부	7	1000	350	83.29	132.48	712.60	H19 - 4.0EA	1146.00	1.59

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부슬래브	1경간	좌측	1	1200.0	1267.0	O.K	900.0	1267.0	O.K
		중앙부(상면)	2	1200.0	1267.0	O.K	900.0	1267.0	O.K
		중앙부(하면)	2	1200.0	1267.0	O.K	900.0	1267.0	O.K
		우측	3	1200.0	1267.0	O.K	900.0	1267.0	O.K
		우측(배수구단면)	3	752.0	1267.0	O.K	564.0	1267.0	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	900.0	1267.0	O.K	675.0	1267.0	O.K
		하부	5	900.0	1267.0	O.K	675.0	1267.0	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	900.0	1267.0	O.K	675.0	1267.0	O.K
		하부	7	900.0	1267.0	O.K	675.0	1267.0	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	324.8	31.7	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		중앙부	2	337.8	16.3	387.16	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측	3	324.8	31.7	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측 (배수구단면)	3	179.3	30.9	231.72	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	227.3	42.8	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	5	227.3	47.0	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	227.3	42.8	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	7	227.3	47.0	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 250 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	500	H19 - 4.0EA	250	505.578	O.K	2.022
		중앙부 (상면)	2	520	H16 - 4.0EA	250	505.794	O.K	2.023
		중앙부 (하면)	2	500	H19 - 4.0EA	250	4393.670	O.K	17.575
		우측	3	500	H19 - 4.0EA	250	505.578	O.K	2.022
		우측(배수 구단면)	3	376	H19 - 4.0EA	250	256.600	O.K	1.026
좌측벽체	1층	중앙부	4	350	H19 - 4.0EA	250	666.072	O.K	2.664
		하부	5	350	H19 - 4.0EA	250	341.584	O.K	1.366
우측벽체	1층	중앙부	6	350	H19 - 4.0EA	250	666.072	O.K	2.664
		하부	7	350	H19 - 4.0EA	250	341.584	O.K	1.366

2. 설 계 조 건

1) 구조형식
- 지하차도 (내공 : 8.1M × 2.276M, 사각 : 90°)

2) 지하수위
- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량
- 철근콘크리트(ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도
- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량
: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래
- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수
- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용)

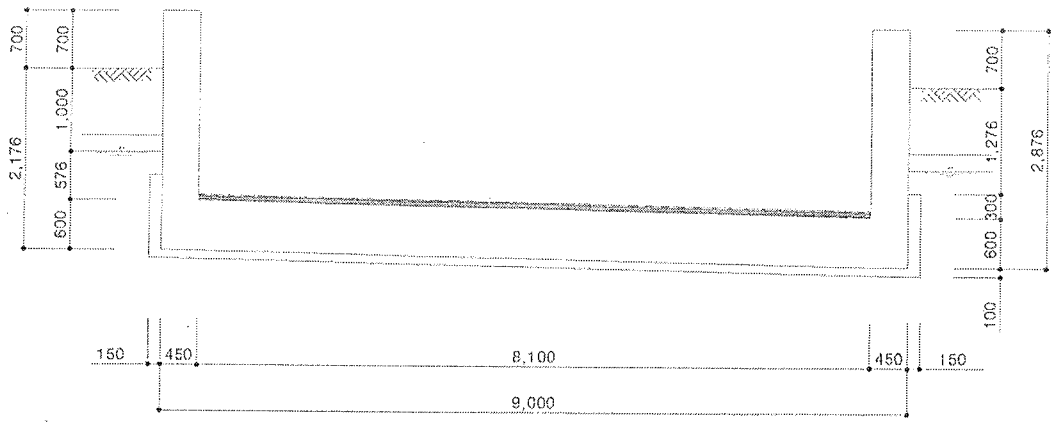
8) 토 사
- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌
- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


700
700
1,000
2,176
576
600
700
1,276
2,876
300
600
100
150
450
8,100
450
150
9,000

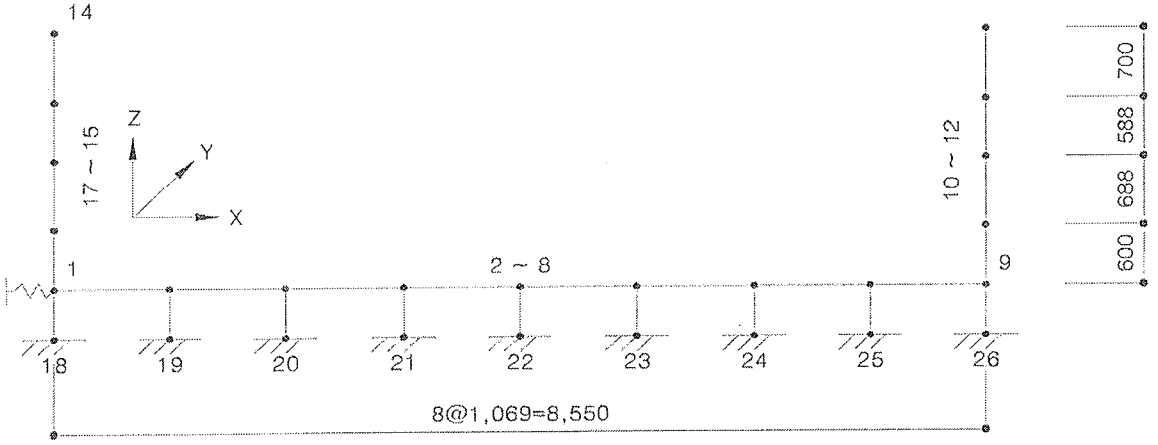
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

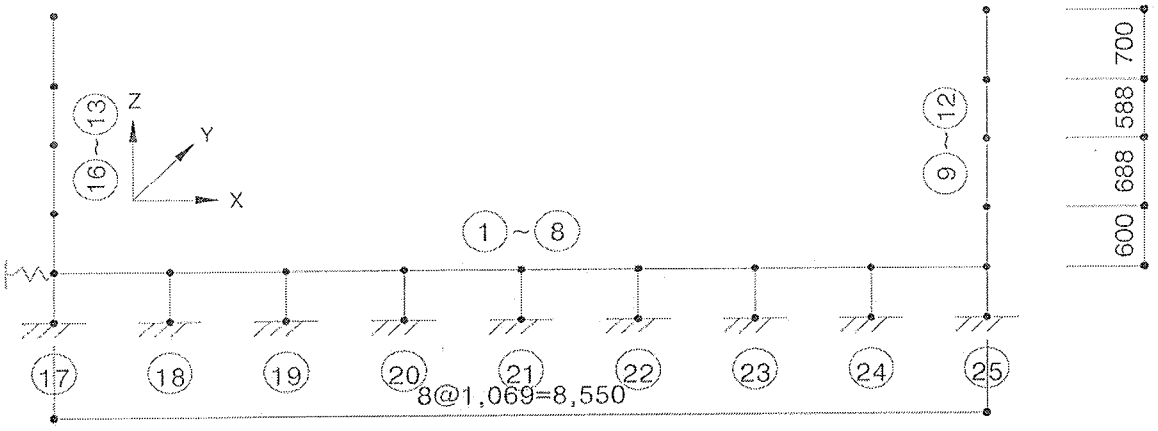
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

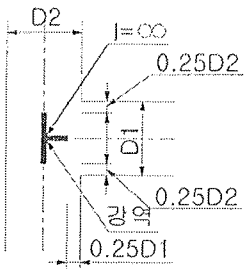
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	1~8
2	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	9~16

3) 단면좌표

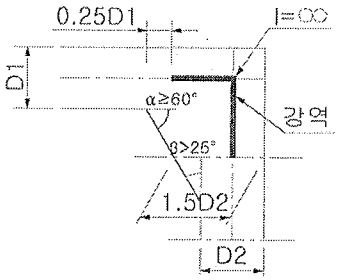
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	14	0.000	3.076
2	1.069	0.500	15	0.000	2.376
3	2.138	0.500	16	0.000	1.788
4	3.206	0.500	17	0.000	1.100
5	4.275	0.500	18	0.000	0.000
6	5.344	0.500	19	1.069	0.000
7	6.412	0.500	20	2.138	0.000
8	7.481	0.500	21	3.206	0.000
9	8.550	0.500	22	4.275	0.000
10	8.550	1.100	23	5.344	0.000
11	8.550	1.788	24	6.412	0.000
12	8.550	2.376	25	7.481	0.000
13	8.550	3.076	26	8.550	0.000

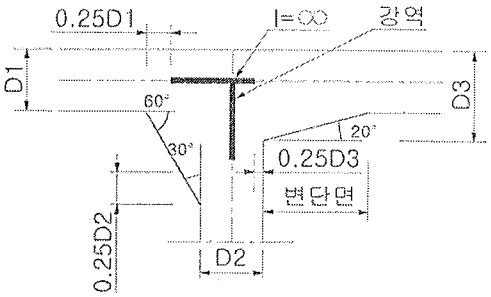
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 600 = 75 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 mm

(3) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 600 = 75 mm

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 mm

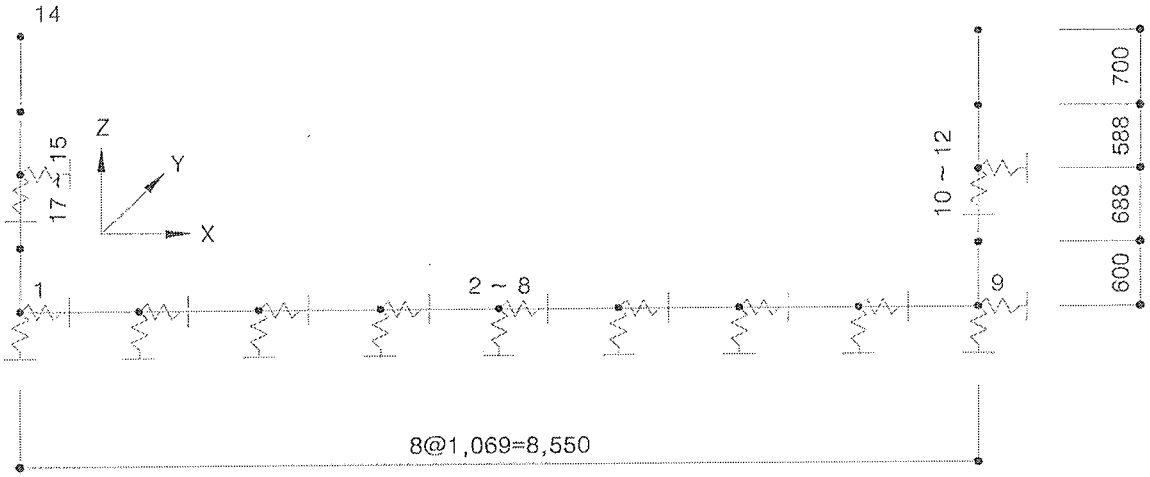
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

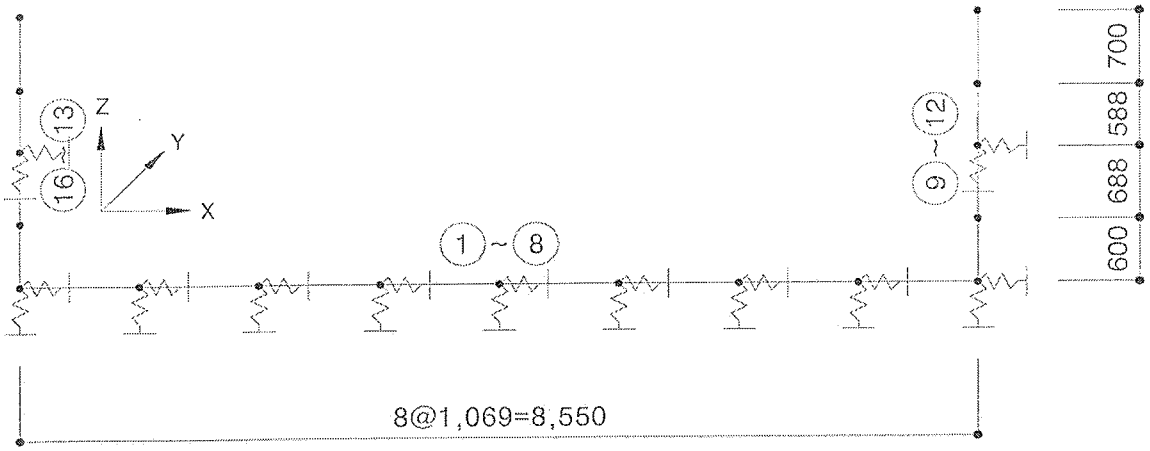
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

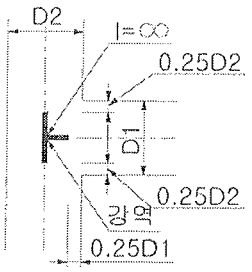
NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	0.600 × 1.000 = 0.600	0.01800	1~8
2	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	9~16

3) 단면좌표

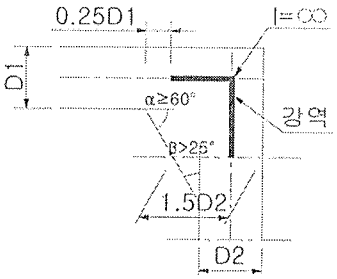
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	10	8.550	0.600
2	1.069	0.000	11	8.550	1.288
3	2.138	0.000	12	8.550	1.876
4	3.206	0.000	13	8.550	2.576
5	4.275	0.000	14	0.000	2.576
6	5.344	0.000	15	0.000	1.876
7	6.412	0.000	16	0.000	1.288
8	7.481	0.000	17	0.000	0.600
9	8.550	0.000			

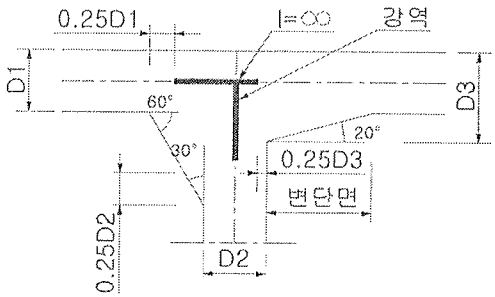
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 600 = 75 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 mm

(3) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 600 = 75 mm

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m^2)

α = 1

Eo = 9000.00 kN/m^2 (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B = √(9.000 × 9.000) = 9.00 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 9000 = 30000.00 kN/m^3

Kv = 30000.000 × (9.000 / 0.3) $^{-3/4}$ = 2340.35 kN/m^3

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.069/2) = 1777 kN/m	1,9
Kv2	Kv x (1.069/2 + 1.069/2) = 2501 kN/m	2~8
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	5

7. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_V}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_V}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_V}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_V}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 2

Eo = 9000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(9.000 × 9.000) = 9.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × i = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kv = 60000.000 × (9.000 / 0.3)$^{-3/4}$ = 4680.69 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 4680.690 = 1560.23 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(2.176 × 2.176) = 2.176 m

Kho = 1 / 0.3 × α × i = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (2.176 / 0.3)$^{-3/4}$ = 13576.88 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 13576.880 = 4525.63 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 . 실트

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(2.176 × 2.176) = 2.176 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (2.176 / 0.3)$^{-3/4}$ = 13576.88 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 13576.880 = 4525.63 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.288/2 + 1.288/2) = 17485 kN/m	11.16
Kss1	Kss x (1.288/2 + 1.288/2) = 5828 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.069/2 + 1.069/2) = 5002 kN/m	2~8
Ksb1	Ksb x (1.069/2 + 1.069/2) = 1667 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.069/2) = 3554 kN/m	1.9
Ksb1	Kh x (1.288/2 + 0.800/2) = 14173 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1	= 0.498 × 23.000 × 0.500	= 5.725 kN/m²
Wh2	= 5.725 + 0.302 × 23.000 × 0.500	= 9.200 kN/m²
Wh3	= 9.200 + 0.386 × 19.000 × 0.500	= 12.864 kN/m²
Wh4	= 12.864 + 0.600 × 19.000 × 0.500	= 18.564 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1	= 0.498 × 23.000 × 0.500	= 5.725 kN/m²
Wh2	= 5.725 + 0.302 × 23.000 × 0.500	= 9.200 kN/m²
Wh3	= 9.200 + 0.200 × 19.000 × 0.500	= 11.100 kN/m²
Wh4	= 11.100 + 0.186 × 10.000 × 0.500	= 12.029 kN/m²
Wh5	= 12.029 + 0.600 × 10.000 × 0.500	= 15.029 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

Ww1	= 0.186 × 10.000	= 1.857 kN/m²
Ww2	= 1.857 + 0.600 × 10.000	= 7.857 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww3 = (2.176 - 1.000) × 10.000 = 11.757 kN/m²

6) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15^{\circ}\ C$

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.154
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	8.755

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

= 0.436

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.063
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	3.605

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

= 0.372

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1	= 0.498 × 23.000 × 0.436	= 4.992 kN/m²
Wh2	= 4.992 + 0.302 × 23.000 × 0.436	= 8.022 kN/m²
Wh3	= 8.022 + 0.386 × 19.000 × 0.436	= 11.218 kN/m²

Wh4 = 11.218 + 0.600 × 19.000 × 0.436 = 16.188 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.498 × 23.000 × 0.372 = 4.259 kN/m²
Wh2 = 4.259 + 0.302 × 23.000 × 0.372 = 6.845 kN/m²
Wh3 = 6.845 + 0.386 × 19.000 × 0.372 = 9.571 kN/m²
Wh4 = 9.571 + 0.600 × 19.000 × 0.372 = 13.812 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.498 × 23.000 × 0.436 = 4.992 kN/m²
Wh2 = 4.992 + 0.302 × 23.000 × 0.436 = 8.022 kN/m²
Wh3 = 8.022 + 0.200 × 19.000 × 0.436 = 9.679 kN/m²
Wh4 = 9.679 + 0.186 × 10.000 × 0.436 = 10.489 kN/m²
Wh5 = 10.489 + 0.600 × 10.000 × 0.436 = 13.105 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.498 × 23.000 × 0.372 = 4.259 kN/m²
Wh2 = 4.259 + 0.302 × 23.000 × 0.372 = 6.845 kN/m²
Wh3 = 6.845 + 0.200 × 19.000 × 0.372 = 8.258 kN/m²
Wh4 = 8.258 + 0.186 × 10.000 × 0.372 = 8.949 kN/m²
Wh5 = 8.949 + 0.600 × 10.000 × 0.372 = 11.181 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.600×25.000×0.063 = 0.945	fb = 0.600×25.000×0.154 = 2.310

② 측벽

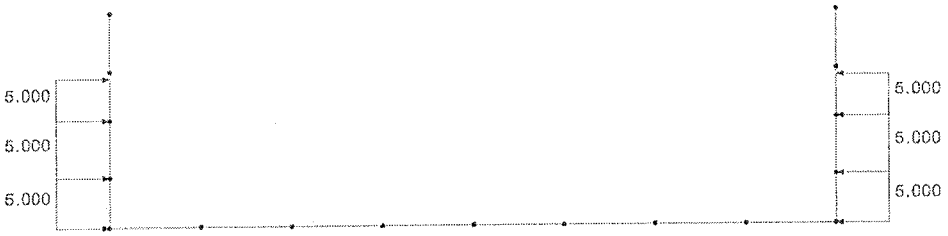
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f2 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f3 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f3 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f4 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f4 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f5 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f5 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732

10. 하 중 재 하 (상시)

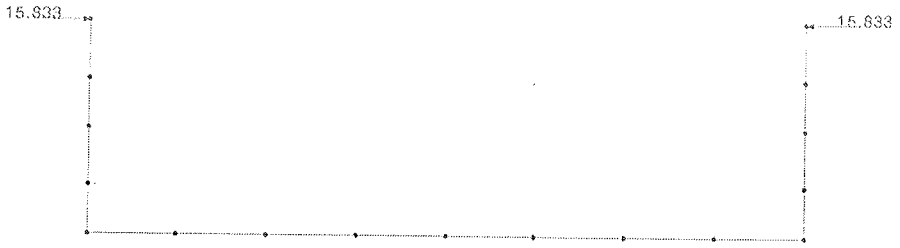
1) CASE1 - 구체자중(SW)



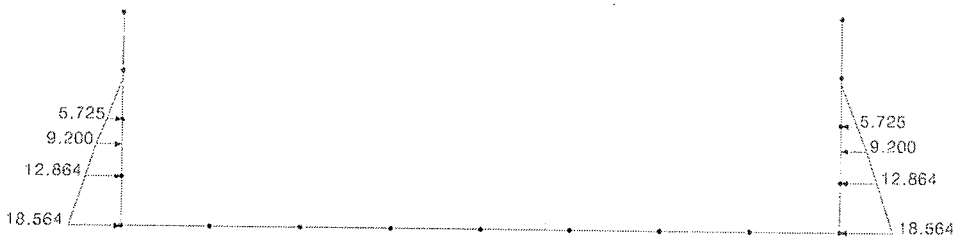
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



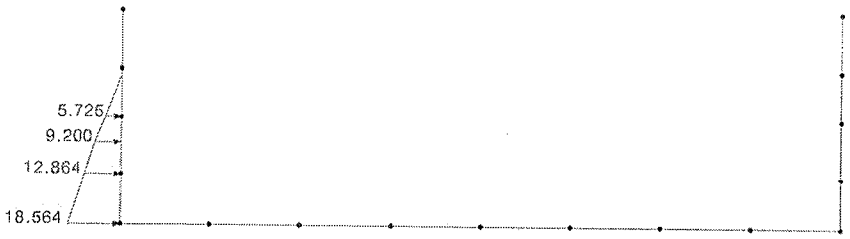
3) CASE3 - 충돌하중(CL)



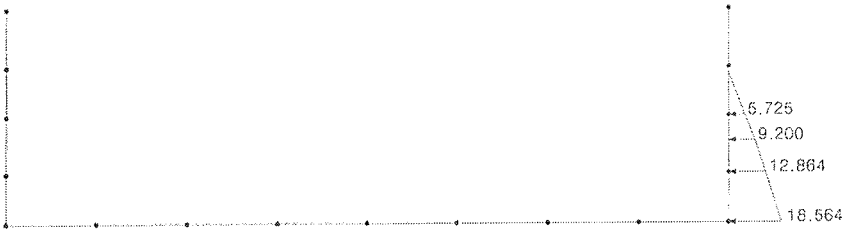
4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



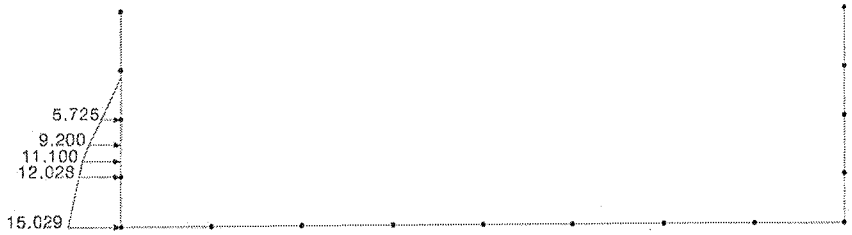
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



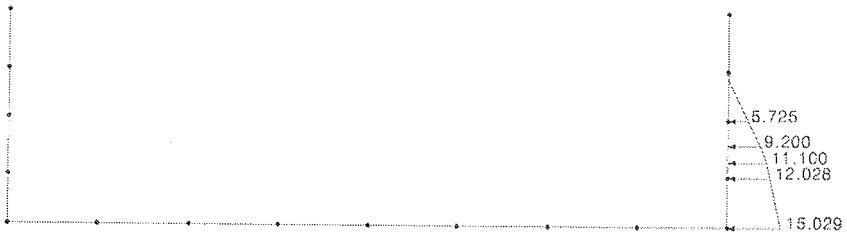
7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



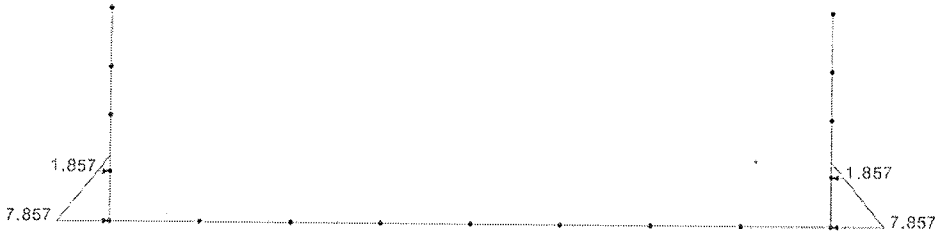
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



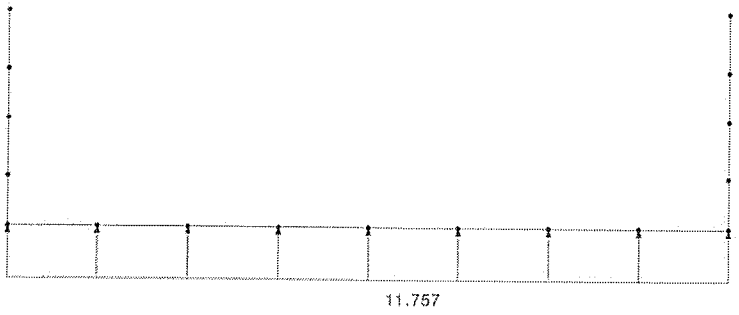
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



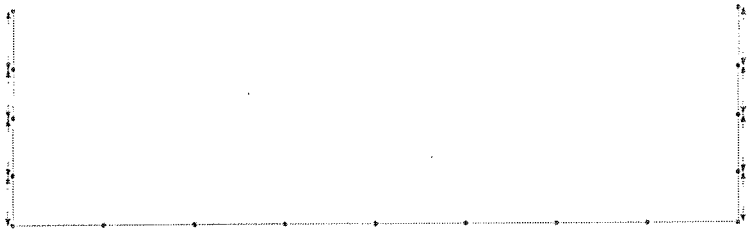
10) CASE10 - 수평수압(WATERH)



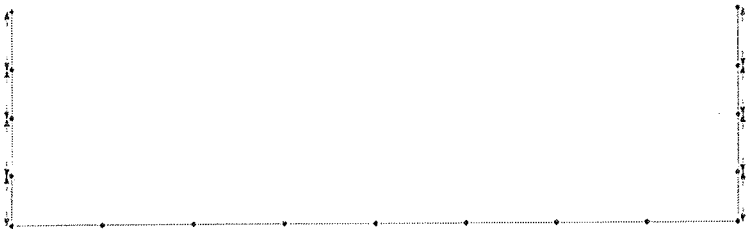
11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)



12) CASE12 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



13) CASE13 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

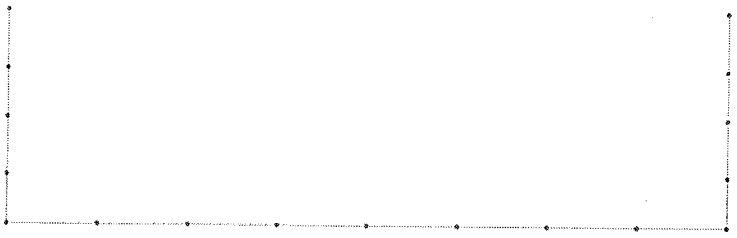


14) CASE14 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

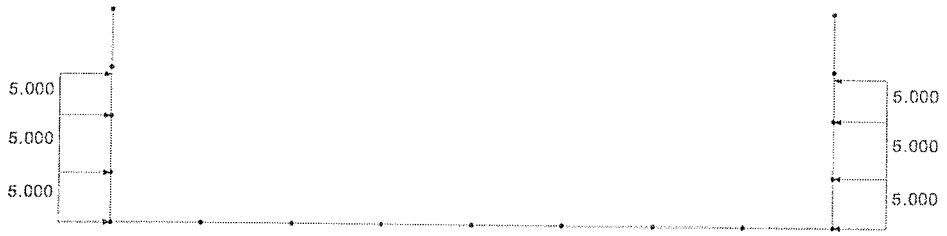


11. 하중 재하 (기능수행)

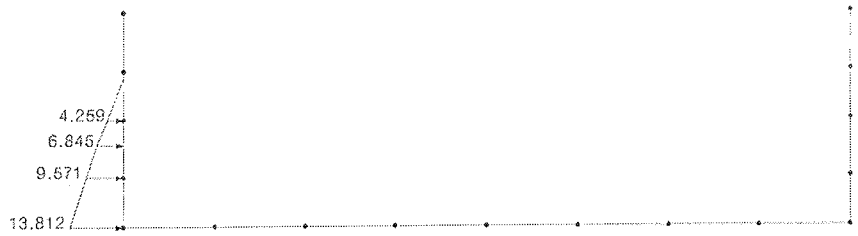
1) CASE1 - 구체자중(SW)



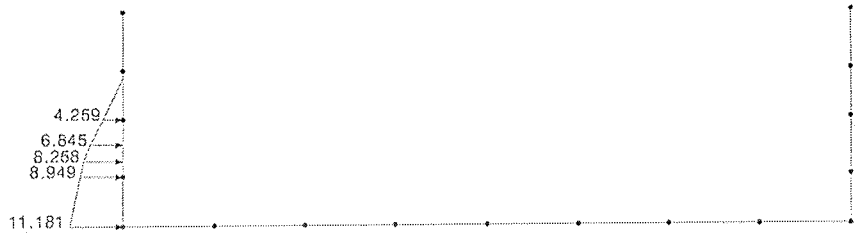
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



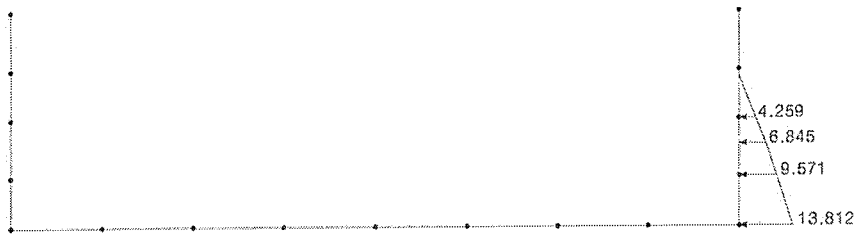
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



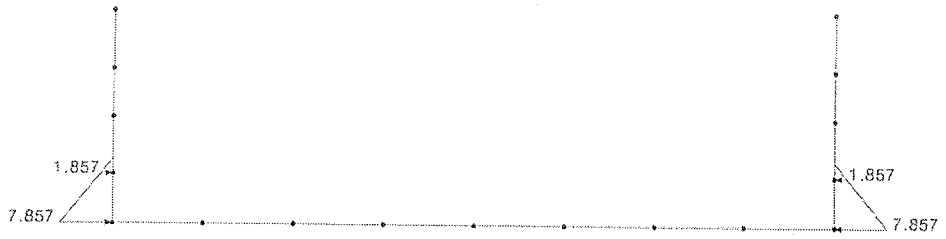
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



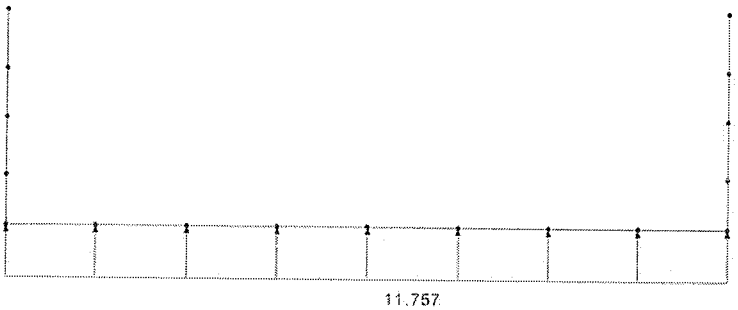
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILAWE2)



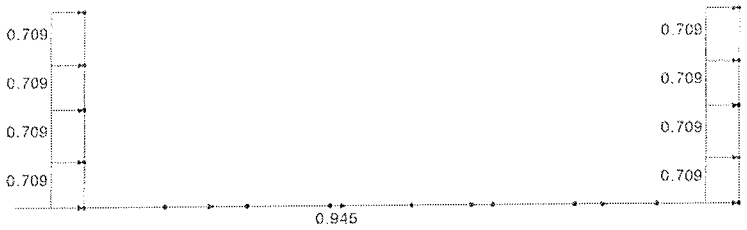
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



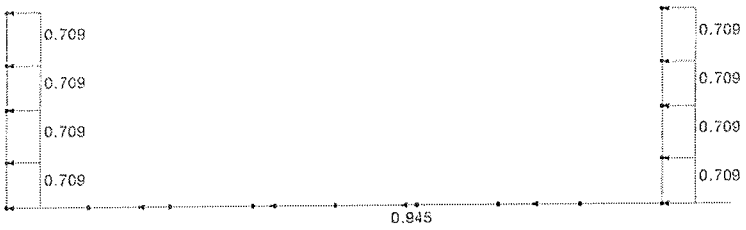
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

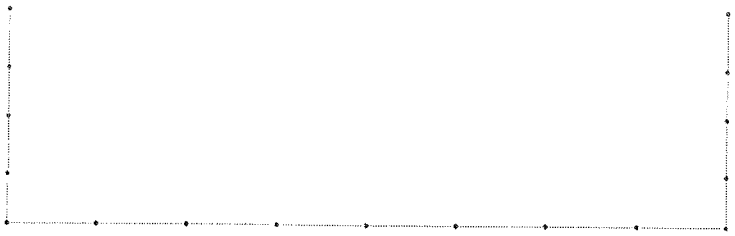


10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)



12. 하중 재하 (붕괴방지)

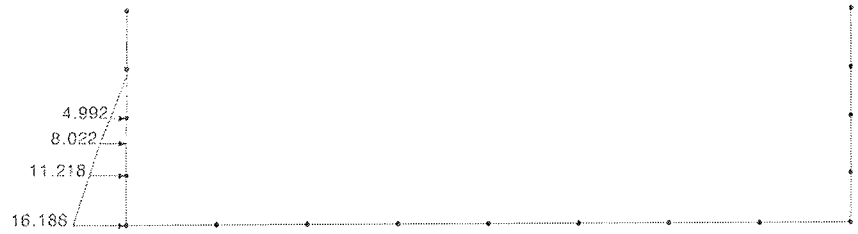
1) CASE1 - 구체자중(SW)



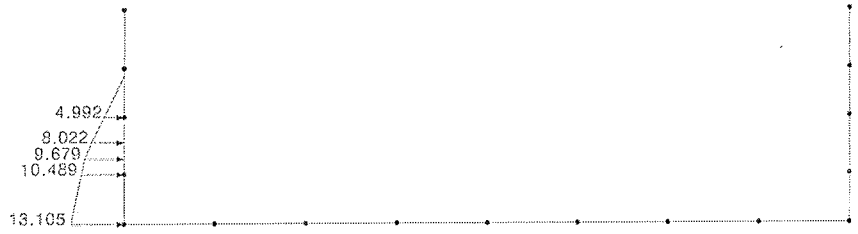
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



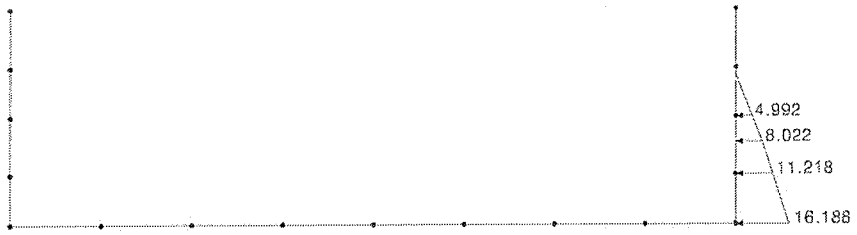
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



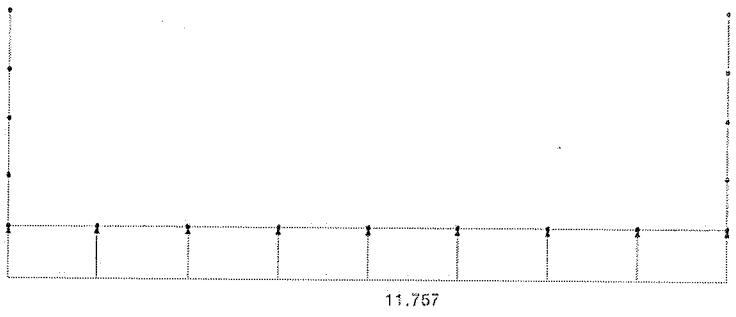
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



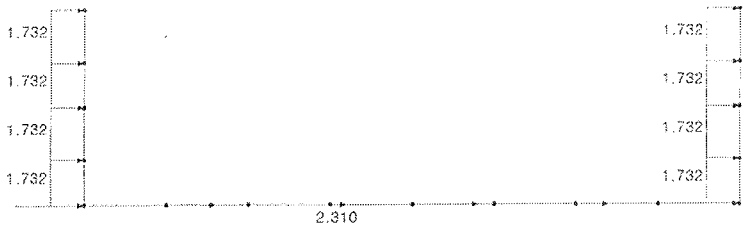
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



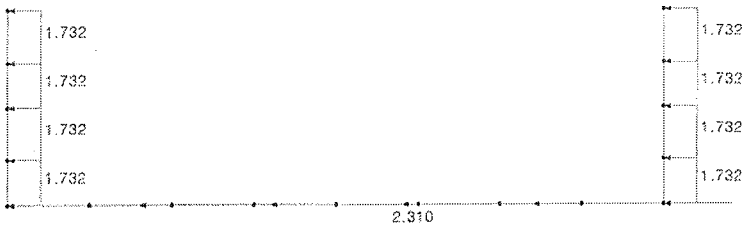
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.700 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.600	●
LC7	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.600	●
LC8	0.900	0.900		1.600		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	●

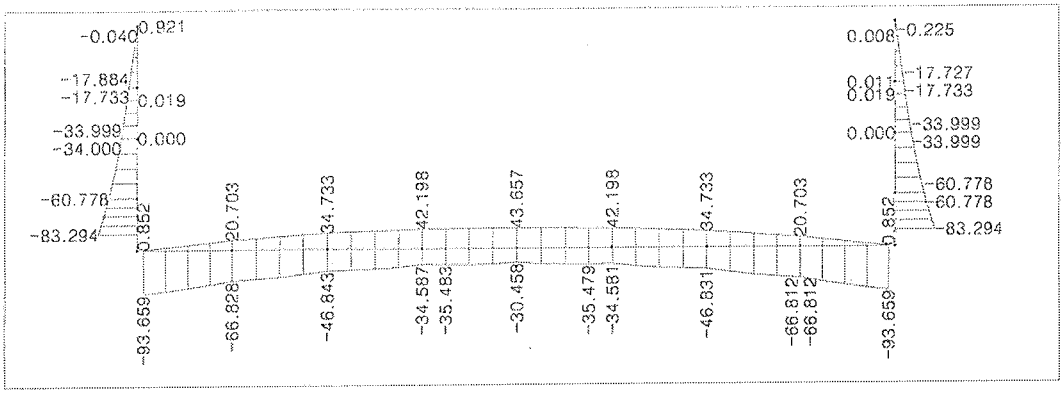
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.400	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.400	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.400	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.400	●

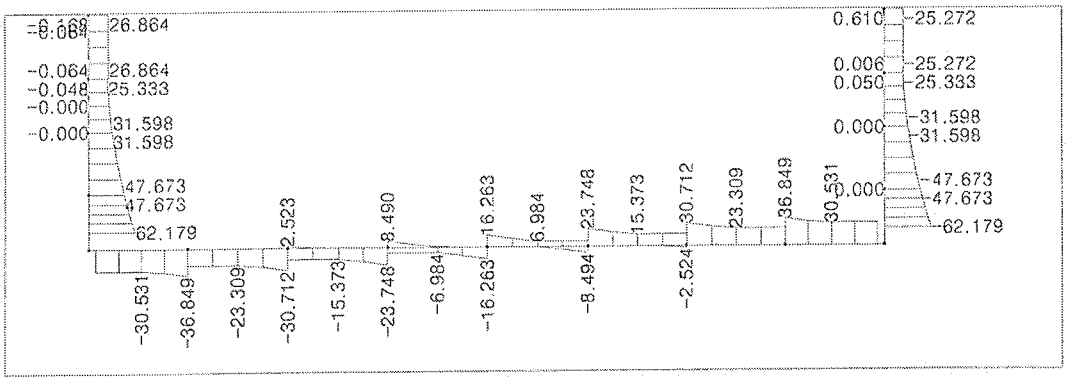
14. 단면력정리

14.1 상시

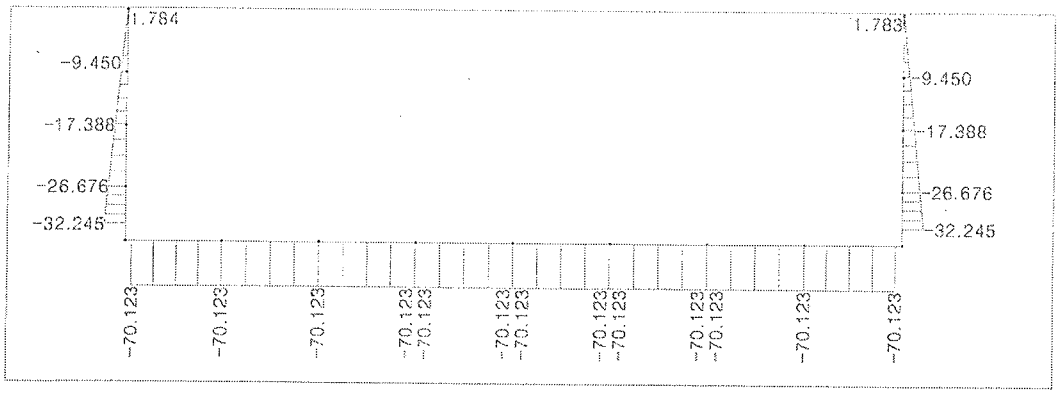
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



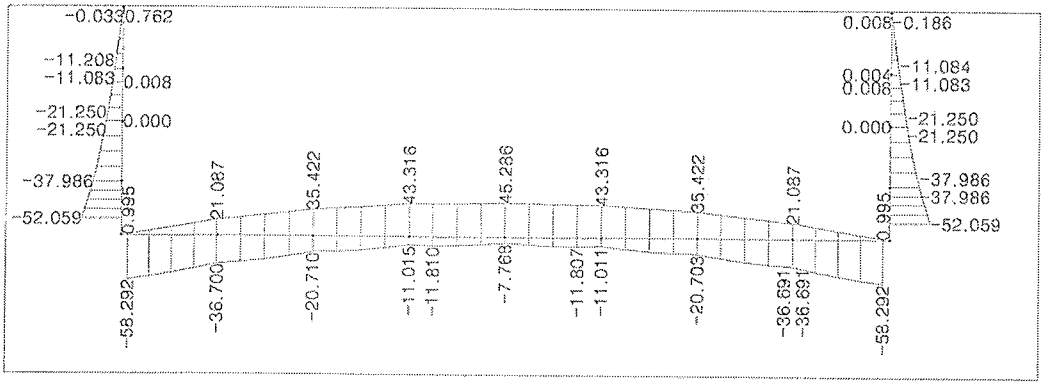
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

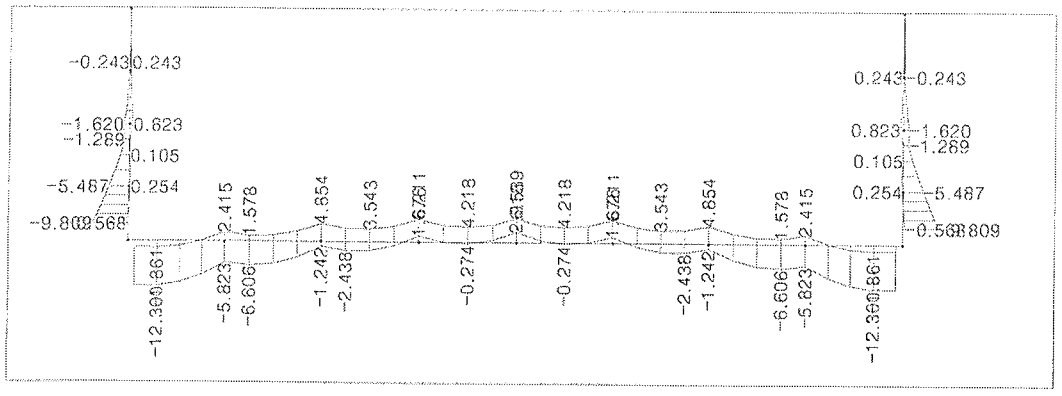


5) 단면력 정리

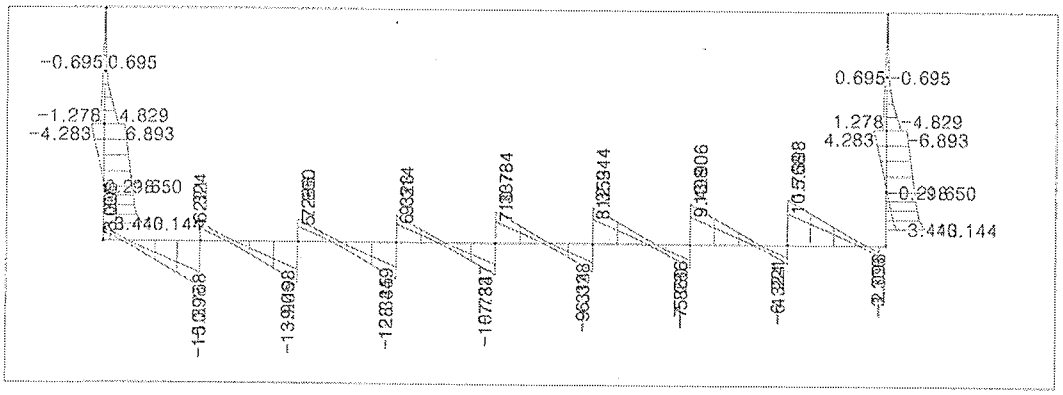
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	93.66	31.67	70.12	58.29	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	2	43.66	16.26	70.12	45.29	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	3	30.46	16.26	70.12	7.77	1000.00	600.00	
		우측	4	93.66	31.67	70.12	58.29	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	53.01	42.83	24.35	33.13	1000.00	450.00	
		하부	6	83.29	46.97	32.25	52.06	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	53.01	42.83	24.35	33.13	1000.00	450.00	
		하부	8	83.29	46.97	32.25	52.06	1000.00	450.00	

14.2 지진시(기능수행)

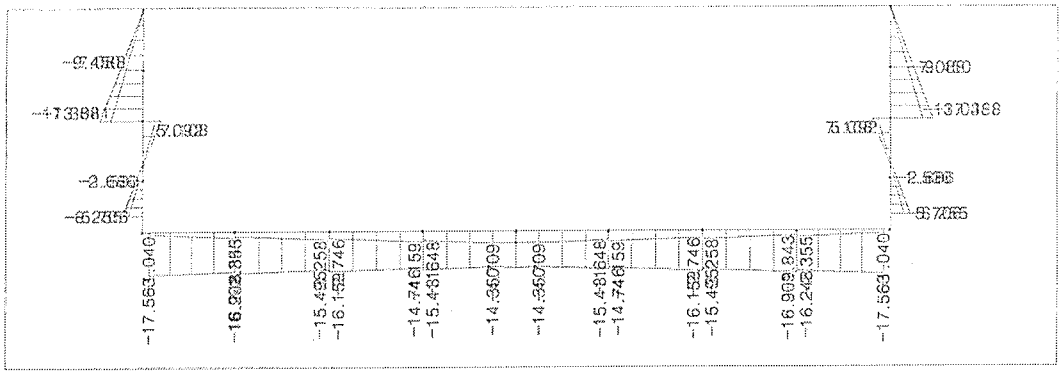
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

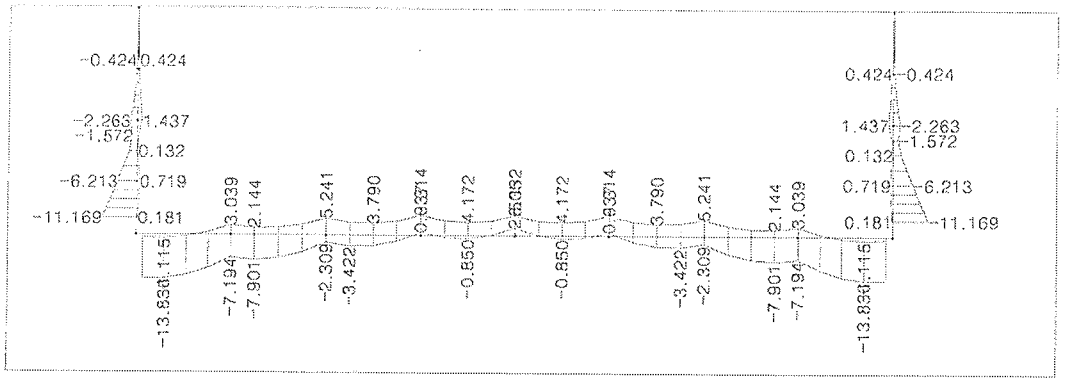


4) 단면력 정리

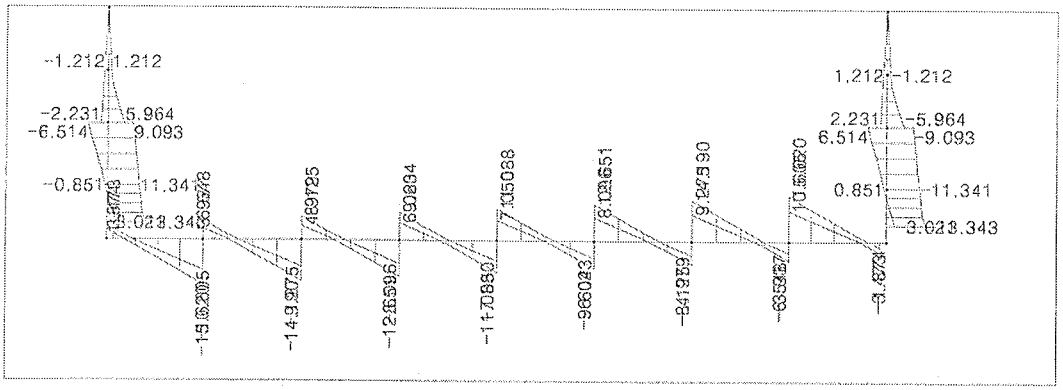
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	12.24	9.21	17.61	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	2	6.54	10.78	14.67	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	3	0.00	10.78	14.67	1000.00	600.00	
		우측	4	12.24	9.21	17.56	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	3.89	8.96	0.41	1000.00	450.00	
		하부	6	9.81	9.55	8.31	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	3.89	8.96	0.36	1000.00	450.00	
		하부	8	9.81	9.55	8.26	1000.00	450.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

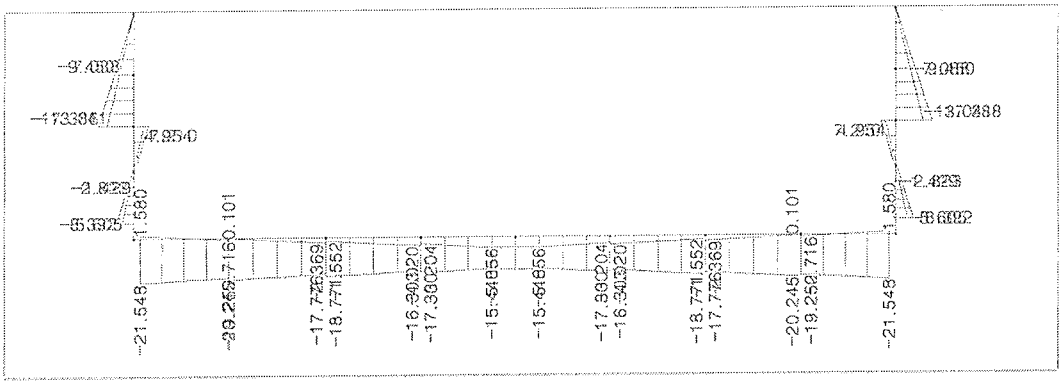
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	13.83	9.43	21.60	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	2	6.33	11.09	15.83	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	3	0.00	11.09	15.83	1000.00	600.00	
		우측	4	13.83	9.43	21.55	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	4.31	10.78	0.55	1000.00	450.00	
		하부	6	11.17	11.26	8.44	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	4.31	10.78	0.50	1000.00	450.00	
		하부	8	11.17	11.26	8.39	1000.00	450.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-93.66	-	-13.83	-12.24	-93.66	
		중앙부 (상면)	2	43.66	-	6.33	6.54	43.66	
		중앙부 (하면)	3	-30.46	-	-	-	-30.46	
		우측	4	-93.66	-	-13.83	-12.24	-93.66	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-53.01	-	-4.31	-3.89	-53.01	
		하부	6	-83.29	-	-11.17	-9.81	-83.29	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-53.01	-	-4.31	-3.89	-53.01	
		하부	8	-83.29	-	-11.17	-9.81	-83.29	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-31.67	-	-9.43	-9.21	-31.67	
		중앙부 (상면)	2	-16.26	-	-11.09	-10.78	-16.26	
		중앙부 (하면)	3	-16.26	-	-11.09	-10.78	-16.26	
		우측	4	31.67	-	9.43	9.21	31.67	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	42.83	-	10.78	8.96	42.83	
		하부	6	46.97	-	11.26	9.55	46.97	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-42.83	-	-10.78	-8.96	-42.83	
		하부	8	-46.97	-	-11.26	-9.55	-46.97	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-70.12	-	-21.60	-17.61	-70.12	
		중앙부 (상면)	2	-70.12	-	-15.83	-14.67	-70.12	
		중앙부 (하면)	3	-70.12	-	-15.83	-14.67	-70.12	
		우측	4	-70.12	-	-21.55	-17.56	-70.12	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-24.35	-	-0.55	-0.41	-24.35	
		하부	6	-32.25	-	-8.44	-8.31	-32.25	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-24.35	-	-0.50	-0.36	-24.35	
		하부	8	-32.25	-	-8.39	-8.26	-32.25	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-58.29	-	-	-	-58.29	
		중앙부 (상면)	2	45.29	-	-	-	45.29	
		중앙부 (하면)	3	-7.77	-	-	-	-7.77	
		우측	4	-58.29	-	-	-	-58.29	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-33.13	-	-	-	-33.13	
		하부	6	-52.06	-	-	-	-52.06	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-33.13	-	-	-	-33.13	
		하부	8	-52.06	-	-	-	-52.06	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	500	93.66	190.93	556.33	H19 - 4.0EA	1146.00	2.04
		중앙부(상면)	2	1000	520	43.66	138.58	247.96	H16 - 4.0EA	794.40	3.17
		중앙부(하면)	2	1000	500	30.46	190.93	179.73	H19 - 4.0EA	1146.00	6.27
		우측	3	1000	500	93.66	190.93	556.33	H19 - 4.0EA	1146.00	2.04
		우측(배수구단면)	3	1000	376	80.80	103.65	885.80	H19 - 4.0EA	1146.00	1.28
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	53.00	132.48	450.47	H19 - 4.0EA	1146.00	2.50
		하부	5	1000	350	83.29	132.48	712.60	H19 - 4.0EA	1146.00	1.59
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	350	53.00	132.48	450.47	H19 - 4.0EA	1146.00	2.50
		하부	7	1000	350	83.29	132.48	712.60	H19 - 4.0EA	1146.00	1.59

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	324.8	31.7	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		중앙부	2	337.8	16.3	387.16	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측	3	324.8	31.7	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측(배수구단면)	3	179.3	30.9	231.72	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	227.3	42.8	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	5	227.3	47.0	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	227.3	42.8	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	7	227.3	47.0	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	93.66	31.67

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 23.499) / 23.499 = 0.06083

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 556.328 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.060]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00229

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 mm

ΦMn = 0.85 x 1146.000 x 400 x (500.00 - a/2) = 190.929 kN.m

≥ Mu (= 93.659 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.039]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 31.668 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	43.66	16.26

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 16.289) / 16.289 = 0.09277

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 247.958 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) . [사용률 = 3.204]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00153

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (520.00 - a/2) = 138.580 kN.m

≥ Mu (= 43.657 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.174]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 16.263 kN) . 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	30.46	16.26

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 23.499) / 23.499 = 0.06083

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 179.730 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 6.376]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00229

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 mm

ΦMn = 0.85 x 1146.000 x 400 x (500.00 - a/2) = 190.929 kN.m

≥ Mu (= 30.458 kN.m) ∴ O.K [안전률 6.269]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 16.263 kN) , 전단보강 불필요.

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	93.66	31.67

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 23.499) / 23.499 = 0.06083

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 556.328 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.060]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00229

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 mm

ΦMn = 0.85 x 1146.000 x 400 x (500.00 - a/2) = 190.929 kN.m

≥ Mu (= 93.659 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.039]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 31.666 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	376.0	276.0	100.0	80.8	30.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (276.00 - 23.499) / 23.499 = 0.03224

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 885.782 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.294]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

수축온도철근비 = 0.00200

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

ρuse = As / bd = 0.00415

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 mm

ΦMn = 0.85 x 1146.000 x 400 x (276.00 - a/2) = 103.649 kN.m

≥ Mu (= 80.797 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.283]

* 전단에 대한 검토 (d = 276.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 276.00 = 179.267 kN

≥ Vu (= 30.920 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	53.01	42.83

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 23.499) / 23.499 = 0.04168

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 450.470 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.544]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00327

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 mm

ΦMn = 0.85 x 1146.000 x 400 x (350.00 - a/2) = 132.483 kN.m

≥ Mu (= 53.005 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.499]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 42.834 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa. k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	83.29	46.97

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 23.499) / 23.499 = 0.04168

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 712.595 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.608]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00327

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 mm

ΦMn = 0.85 x 1146.000 x 400 x (350.00 - a/2) = 132.483 kN.m

≥ Mu (= 83.294 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.591]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 46.973 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	53.01	42.83

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 23.499) / 23.499 = 0.04168

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 450.470 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.544]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00327

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 mm

ΦMn = 0.85 x 1146.000 x 400 x (350.00 - a/2) = 132.483 kN.m

≥ Mu (= 53.005 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.499]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 42.829 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	83.29	46.97

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 23.499) / 23.499 = 0.04168

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 712.595 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.608]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00327

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 mm

ΦMn = 0.85 x 1146.000 x 400 x (350.00 - a/2) = 132.483 kN.m

≥ Mu (= 83.294 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.591]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 46.969 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 중앙부_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 중앙부_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 376 × 0.0020 = 752.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 752.00 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 × 376 × 1000 = 564.00 ㎟ (≤1800)

∴ 564.00 ㎟ ≤ 1267.000 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)

∴ 675.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)

∴ 675.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)

∴ 675.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

9) 우측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

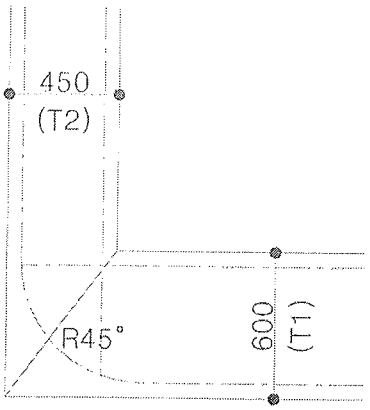
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)

∴ 675.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 58.292 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 58.292 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 750.000$ mm

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 58.29 \times 10^6}{750.000^2 \times 1000} = 0.518 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0015277 + \sqrt{(2 \times 0.0107 + (0.0107)^2)} = 0.136$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.136 /3 = 0.955

fs = Mo / (As x d x j) = 994778.000 / (794.400 x 520.000 x 0.955)

= 2.522 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 2.522 x 794.400 = 2003.836 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0021470 + \sqrt{(2 \times 0.0150 + (0.0150)^2)} = 0.159$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.159 /3 = 0.947

fs = Mo / (As x d x j) = 994778.000 / (794.400 x 370.000 x 0.947)

= 3.574 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 3.574 x 794.400 = 2839.054 N

- 보강철근량 산정

T = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ = fsa x AsT : 대각선 방향의 인장력

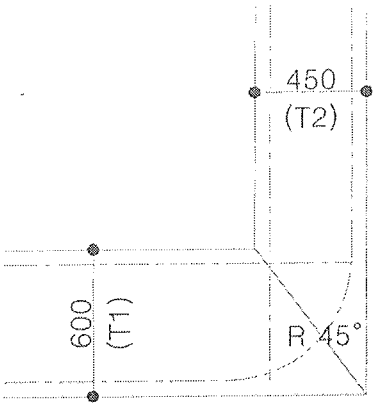
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ / fsa = $\sqrt{(2003.836^2 + 2839.054^2)}$ / 180.0

As = 19.306 ㎟

사용철근량 : H13 @ 1000, 2EA = 253.400 ㎟ ∴ O.K

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 58.292 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 58.292 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 750.000$ mm

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 58.29 \times 10^6}{750.000^2 \times 1000} = 0.518\ MPa < 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0015277 + \sqrt{(2 \times 0.0107 + (0.0107)^2)} = 0.136$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.136 /3 = 0.955

fs = Mo / (As x d x j) = 994778.000 / (794.400 x 520.000 x 0.955)

= 2.522 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 2.522 x 794.400 = 2003.836 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0021470 + \sqrt{(2 \times 0.0150 + (0.0150)^2)} = 0.159$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.159 /3 = 0.947

fs = Mo / (As x d x j) = 994778.000 / (794.400 x 370.000 x 0.947)

= 3.574 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 3.574 x 794.400 = 2839.054 N

- 보강철근량 산정

T = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ = fsa x AsT : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ / fsa = $\sqrt{(2003.836^2 + 2839.054^2)}$ / 180.0

As = 19.306 ㎟

사용철근량 : H13 @ 1000, 2EA = 253.400 ㎟ ∴ O.K

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 250 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	500	H19 - 4.0EA	250	505.578	O.K	2.02
		중앙부 (상면)	2	520	H16 - 4.0EA	250	505.794	O.K	2.02
		중앙부 (하면)	2	500	H19 - 4.0EA	250	4393.670	O.K	17.58
		우측	3	500	H19 - 4.0EA	250	505.578	O.K	2.02
		우측(배수 구단면)	3	376	H19 - 4.0EA	250	256.600	O.K	1.03
좌측벽체	1층	중앙부	4	350	H19 - 4.0EA	250	666.072	O.K	2.66
		하부	5	350	H19 - 4.0EA	250	341.584	O.K	1.37
우측벽체	1층	중앙부	6	350	H19 - 4.0EA	250	666.072	O.K	2.66
		하부	7	350	H19 - 4.0EA	250	341.584	O.K	1.37

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 58.292 x 1000000 / [1146.000 x (500.000 - 81.902/3)]
= 107.607 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x1146.000)]
= 81.902 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 107.61) - 2.5 x 90.50 = 505.58 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 107.61) = 585.46 mm
Sa는 작은 값인 505.58 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 505.58 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 45.286 x 1000000 / [794.400 x (520.000 - 70.690/3)]
= 114.830 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x794.400)]
= 70.690 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 114.83) - 2.5 x 72.00 = 505.79 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 114.83) = 548.64 mm
Sa는 작은 값인 505.79 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 505.79 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 중앙부_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7.768 x 1000000 / [1146.000 x (500.000 - 81.902/3)]
= 14.339 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x1146.000)]
= 81.902 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 14.34) - 2.5 x 90.50 = 5265.84 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 14.34) = 4393.67 mm
Sa는 작은 값인 4393.67 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 4393.67 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 58.292 x 1000000 / [1146.000 x (500.000 - 81.902/3)]
= 107.607 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x1146.000)]
= 81.902 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 107.61) - 2.5 x 90.50 = 505.58 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 107.61) = 585.46 mm
Sa는 작은 값인 505.58 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 505.58 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 47.906 x 1000000 / [1146.000 x (276.000 - 59.004/3)]
= 163.081 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x276.0/(7x1146.000)]
= 59.004 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 163.08) - 2.5 x 90.50 = 256.64 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 163.08) = 386.31 mm
Sa는 작은 값인 256.64 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 256.64 mm) ∴ O.K

6) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 33.128 x 1000000 / [1146.000 x (350.000 - 67.342/3)]
= 88.253 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x1146.000)]
= 67.342 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 88.25) - 2.5 x 90.50 = 666.07 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 88.25) = 713.86 mm
Sa는 작은 값인 666.07 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 666.07 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 52.059 x 1000000 / [1146.000 x (350.000 - 67.342/3)]
= 138.685 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x1146.000)]
= 67.342 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 138.68) - 2.5 x 90.50 = 341.58 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 138.68) = 454.27 mm
Sa는 작은 값인 341.58 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 341.58 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 33.128 x 1000000 / [1146.000 x (350.000 - 67.342/3)]
= 88.253 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x1146.000)]
= 67.342 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 88.25) - 2.5 x 90.50 = 666.07 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 88.25) = 713.86 mm
Sa는 작은 값인 666.07 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 666.07 mm) ∴ O.K

9) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 52.059 x 1000000 / [1146.000 x (350.000 - 67.342/3)]

= 138.685 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x1146.000)]

= 67.342 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 138.68) - 2.5 x 90.50 = 341.58 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 138.68) = 454.27 mm

Sa는 작은 값인 341.58 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 341.58 mm) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

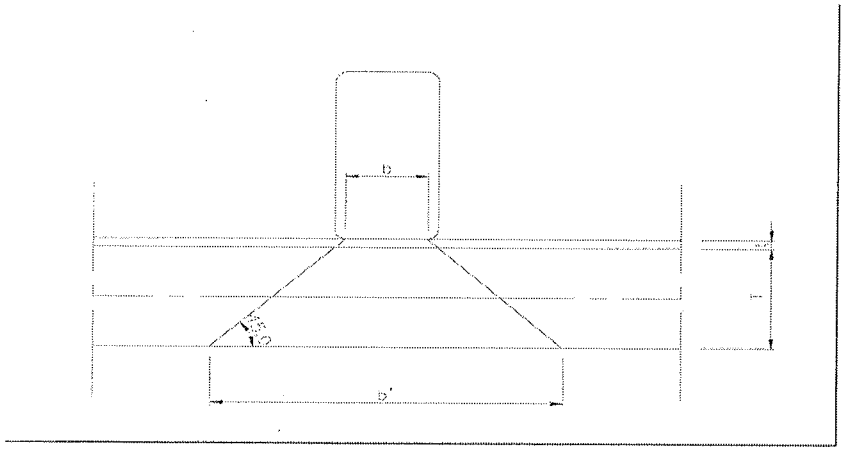
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 186.202 / 9.000 = 20.689 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

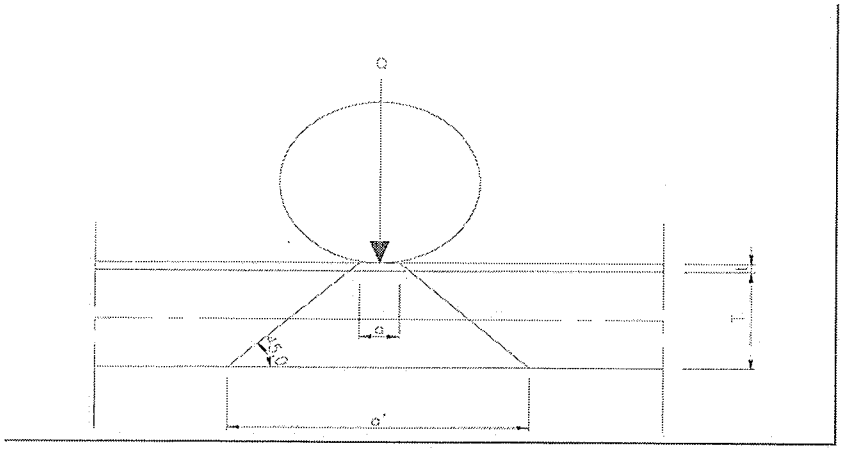


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 600 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°

= 1.860 m



a' = 0.200 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°

= 1.560 m

Qz = 96.0 / (1.860 × 1.560 33.085 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$Qmax = 20.69 + 1.84 + 33.09$

$= 55.614 \ kN/m^2$

2) 지반의 허용연직지지력

$Qa = 192.70 \ kN/m^2 \geq Qmax = 55.614 \ kN/m^2$ ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	9.000	×	0.600	×	25.000					=	135.000	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	2.275	×	25.000	×	2			=	51.188	kN/m
	:	0.000	×	1.575	×	25.000	/	2	×	2	=	0.000	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000					=	10.000	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.080	×	23.000					=	12.880	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	1.000	×	19.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	0.575	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	0.575	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
									∴	Σ	=	209.068	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 1.000 \times 0.575 \times 19.000 + 0.575^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 209.068 + 0.000 = 209.068 kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 9.000 \times 1.175 \times 10.000$

$= 105.750$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 209.068 / 105.750$

$= 1.977 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -5.2 m (보링주상도 NABB-1 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	9.000	×	0.600	×	25.000					=	135.000	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	2.275	×	25.000	×	2			=	51.188	kN/m
	:	0.000	×	1.575	×	25.000	/	2	×	2	=	0.000	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000					=	10.000	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.080	×	23.000					=	12.880	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	5.200	×	19.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-3.625	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-3.625	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
									∴	Σ	=	209.068	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 5.200^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 5.200 \times -3.625 \times 19.000 + -3.625^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 209.068 + 0.000 = 209.068 kN/m

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전율 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{135.000}{9.000 \times 10.000 \times 1.100} = 1.364 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.364 m 이하유지

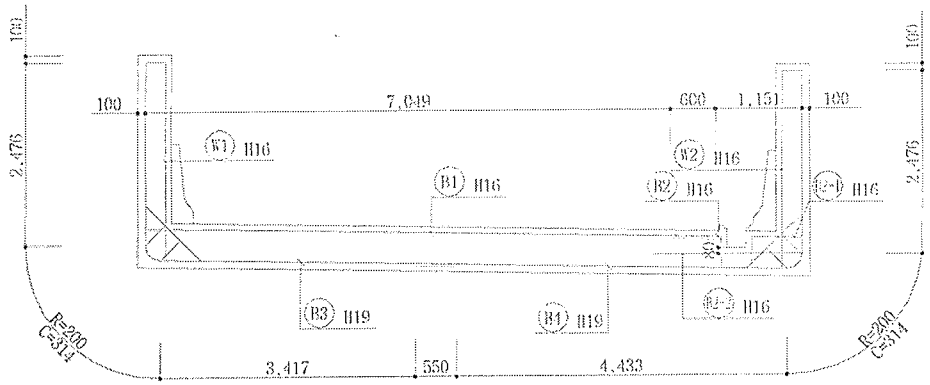
- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{196.188}{9.000 \times 10.000 \times 1.100} = 1.982 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.982 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)

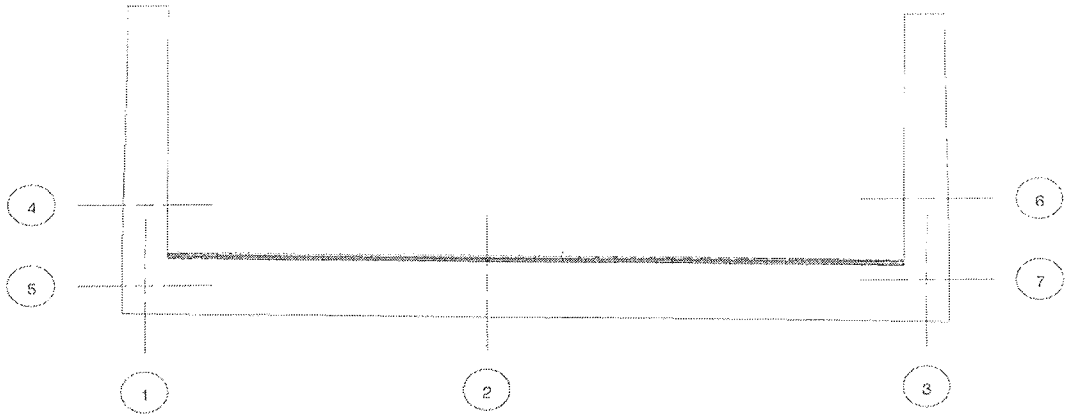


U5

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	600	185.59	401.30	922.08	H25 - 4.0EA	2026.80	2.16
		중앙부(상면)	2	1000	620	50.95	165.59	242.55	H16 - 4.0EA	794.40	3.25
		중앙부(하면)	2	1000	600	80.10	160.19	394.90	H16 - 4.0EA	794.40	2.00
		우측	3	1000	600	185.58	401.30	922.05	H25 - 4.0EA	2026.80	2.16
		우측(배수구단면)	3	1000	476	157.51	246.93	1269.40	H25 - 4.0EA	2026.80	1.57
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	389	92.56	255.73	711.66	H25 - 4.0EA	2026.80	2.76
		하부	5	1000	400	163.09	263.47	1232.30	H25 - 4.0EA	2026.80	1.62
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	392	92.56	258.15	705.05	H25 - 4.0EA	2026.80	2.79
		하부	7	1000	400	163.09	263.47	1232.26	H25 - 4.0EA	2026.80	1.62

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부슬래브	1경간	좌측	1	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		중앙부(상면)	2	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		중앙부(하면)	2	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		우측	3	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		우측(배수구단면)	3	952.0	1986.0	O.K	714.0	1986.0	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	978.2	1267.0	O.K	733.7	1267.0	O.K
		하부	5	1000.0	1267.0	O.K	750.0	1267.0	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	978.2	1267.0	O.K	733.7	1267.0	O.K
		하부	7	1000.0	1267.0	O.K	750.0	1267.0	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm^2		mm	mm^2	
하부슬래브	1경간	좌측	1	389.7	50.0	446.73	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		중앙부	2	402.7	15.9	461.62	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측	3	389.7	50.0	446.73	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측 (배수구단면)	3	244.2	49.9	315.68	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	252.5	68.1	289.45	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	5	259.8	82.4	297.82	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	254.8	68.2	292.07	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	7	259.8	82.4	297.82	1.00	-	H13	400	126.70	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 250 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	600	H25 - 4.0EA	250	558.770	O.K	2.24
		중앙부 (상면)	2	620	H16 - 4.0EA	250	475.248	O.K	1.90
		중앙부 (하면)	2	600	H16 - 4.0EA	250	793.210	O.K	3.17
		우측	3	600	H25 - 4.0EA	250	558.770	O.K	2.24
		우측(배수 구단면)	3	476	H25 - 4.0EA	250	368.800	O.K	1.48
좌측벽체	1층	중앙부	4	389	H25 - 4.0EA	250	773.052	O.K	3.09
		하부	5	400	H25 - 4.0EA	250	360.887	O.K	1.44
우측벽체	1층	중앙부	6	392	H25 - 4.0EA	250	782.364	O.K	3.13
		하부	7	400	H25 - 4.0EA	250	360.887	O.K	1.44

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지하차도 (내공 : 8.1M × 3.202M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트(ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

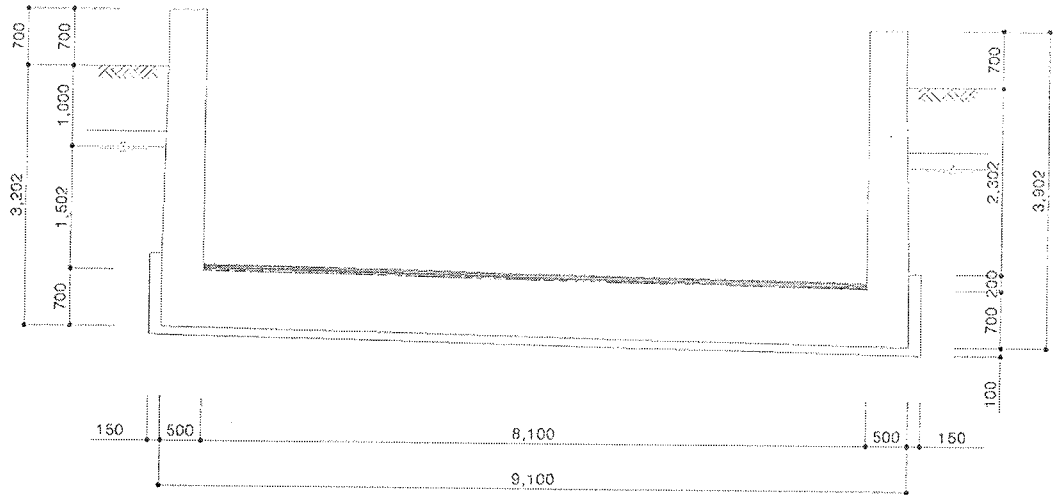
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


700
700
1,000
1,502
700
3,202
700
2,302
3,902
200
700
100
150
500
8,100
500
150
9,100

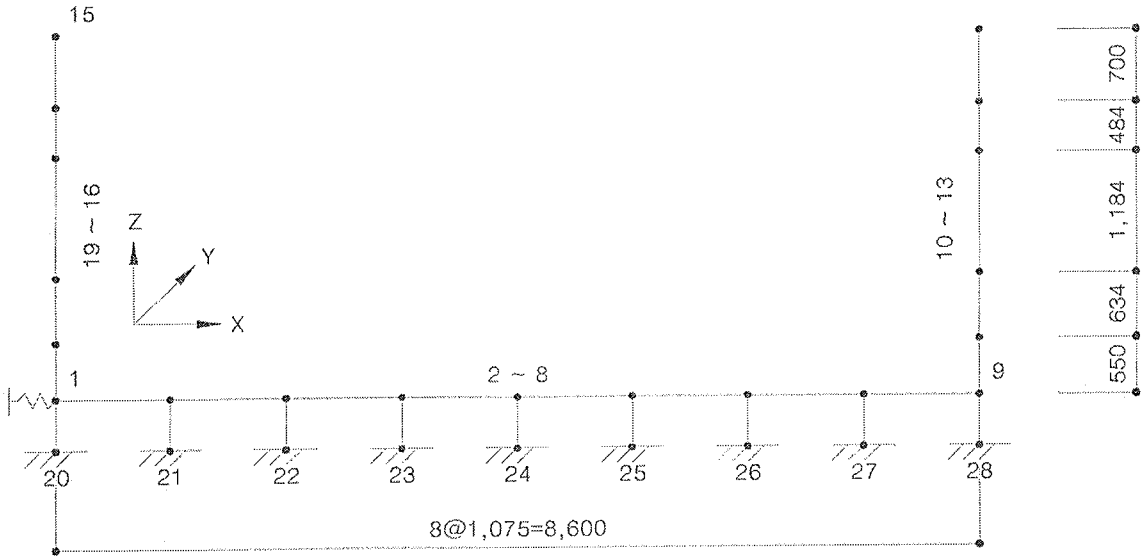
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

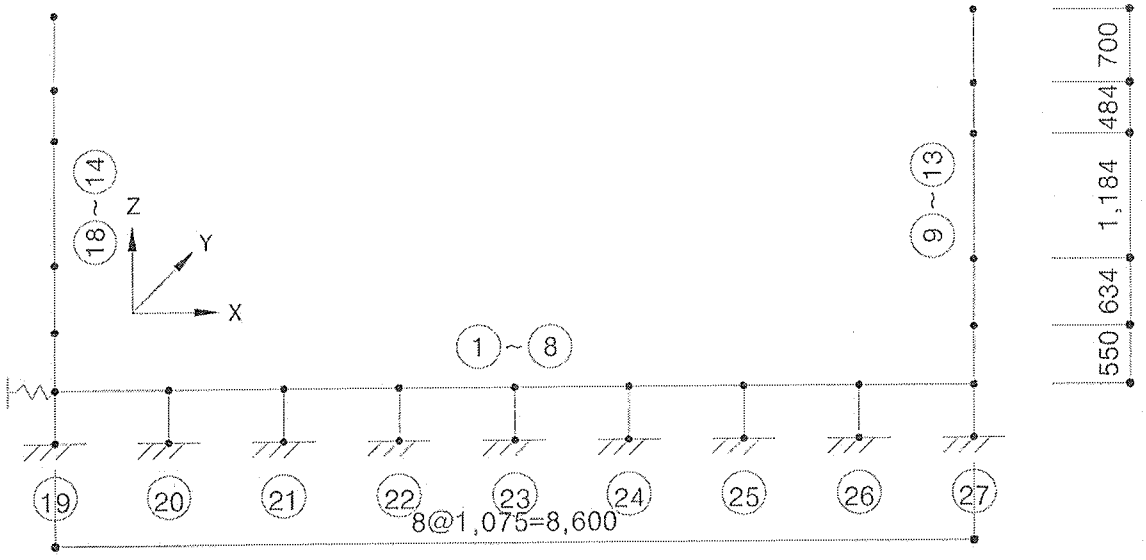
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	0.700 × 1.000 = 0.700	0.02858	1~8
5	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	12~15

NO	A (m^2)	I (m^4)	절 점
2	0.500 × 1.000 = 0.500	0.01042	9
3	0.499 × 1.000 = 0.499	0.01036	10,19
4	0.476 × 1.000 = 0.476	0.00899	11,18

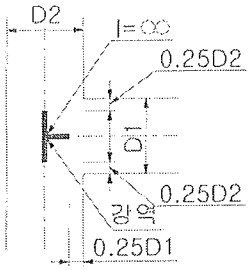
NO	Section(Tapper)	부 재
6	SEC 2 ~ 3	9
7	SEC 3 ~ 4	10
8	SEC 4 ~ 5	11
9	SEC 5 ~ 4	16
10	SEC 4 ~ 3	17
11	SEC 3 ~ 2	18

3) 단면좌표

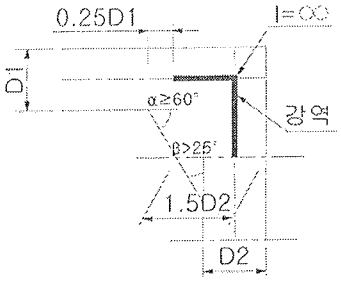
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	15	0.000	4.052
2	1.075	0.500	16	0.000	3.352
3	2.150	0.500	17	0.000	2.868
4	3.225	0.500	18	0.000	1.684
5	4.300	0.500	19	0.000	1.050
6	5.375	0.500	20	0.000	0.000
7	6.450	0.500	21	1.075	0.000
8	7.525	0.500	22	2.150	0.000
9	8.600	0.500	23	3.225	0.000
10	8.600	1.050	24	4.300	0.000
11	8.600	1.684	25	5.375	0.000
12	8.600	2.868	26	6.450	0.000
13	8.600	3.352	27	7.525	0.000
14	8.600	4.052	28	8.600	0.000

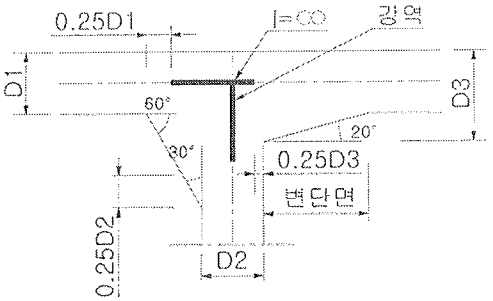
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 500 / 2 - 0.25 × 700 = 75 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 500 = 225 mm

(3) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 500 / 2 - 0.25 × 700 = 75 mm

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 500 = 225 mm

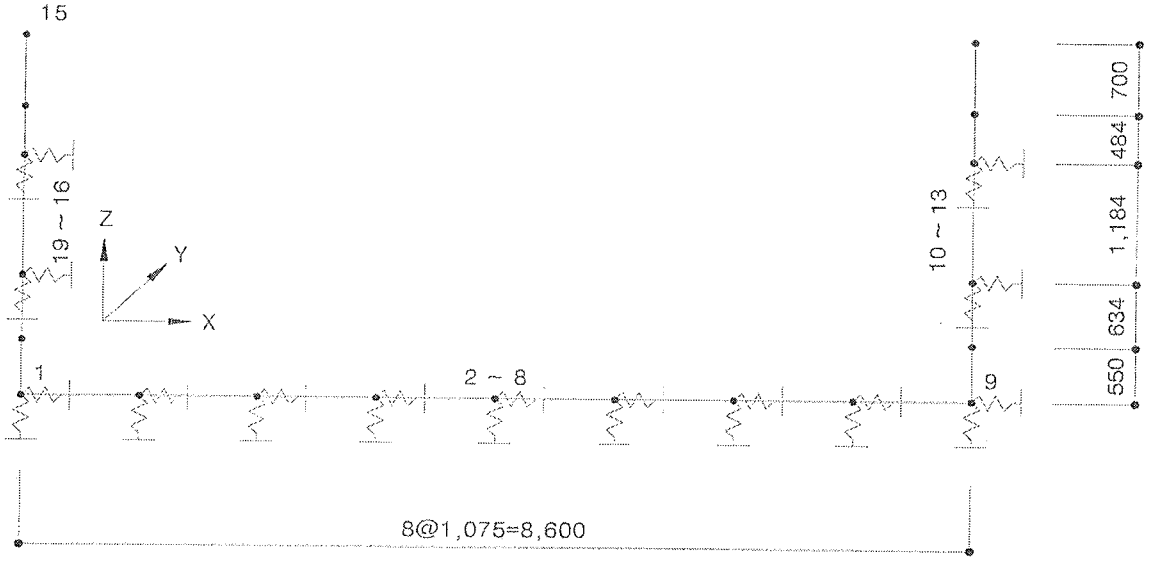
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

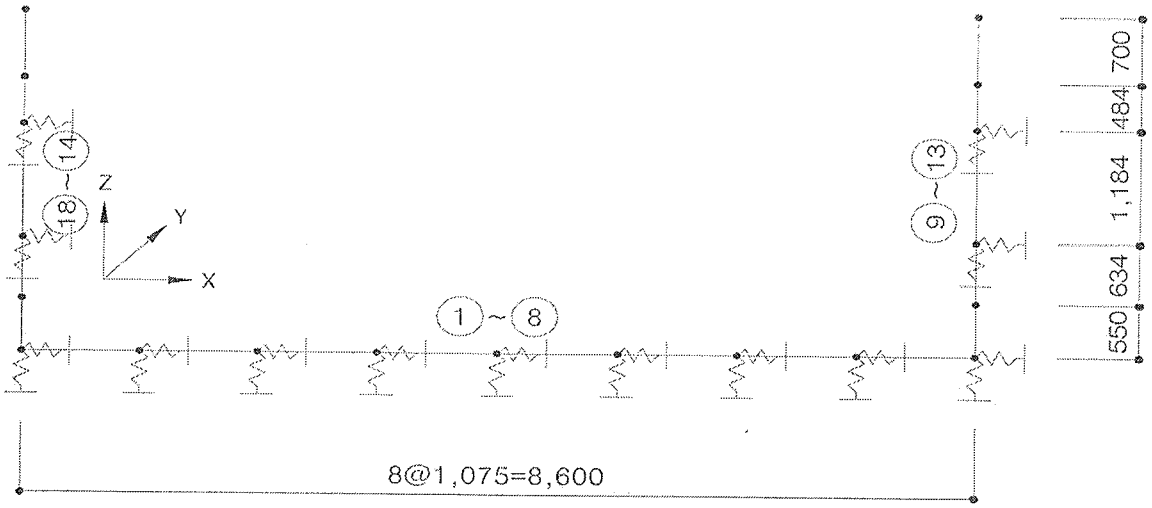
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	1~8
5	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	12~15

NO	A (m^2)		I (m^4)	절 점
2	0.500 × 1.000	= 0.500	0.01042	9
3	0.499 × 1.000	= 0.499	0.01036	10,19
4	0.476 × 1.000	= 0.476	0.00899	11,18

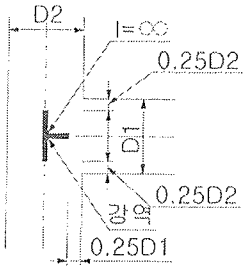
NO	Section(Tapper)	부 재
6	SEC 2 ~ 3	9
7	SEC 3 ~ 4	10
8	SEC 4 ~ 5	11
9	SEC 5 ~ 4	16
10	SEC 4 ~ 3	17
11	SEC 3 ~ 2	18

3) 단면좌표

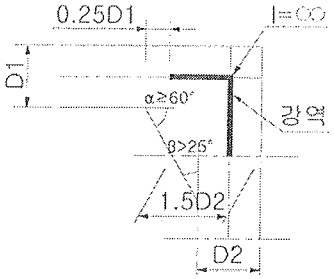
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	11	8.600	1.184
2	1.075	0.000	12	8.600	2.368
3	2.150	0.000	13	8.600	2.852
4	3.225	0.000	14	8.600	3.552
5	4.300	0.000	15	0.000	3.552
6	5.375	0.000	16	0.000	2.852
7	6.450	0.000	17	0.000	2.368
8	7.525	0.000	18	0.000	1.184
9	8.600	0.000	19	0.000	0.550
10	8.600	0.550			

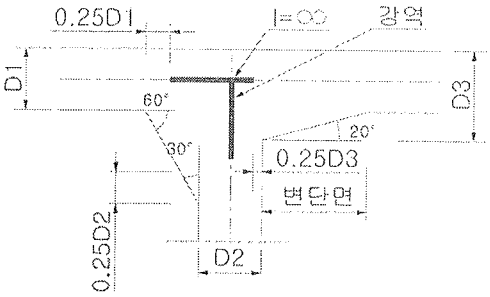
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 500 / 2 - 0.25 × 700 = 75 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 500 = 225 mm

(3) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 500 / 2 - 0.25 × 700 = 75 mm

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 500 = 225 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 28000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B = √(9.100 × 9.100) = 9.10 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 2800C = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (9.100 / 0.3) $^{-3/4}$ = 7220.73 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.500/2 + 1.075/2) = 5686 kN/m	1.9
Kv2	Kv x (1.075/2 + 1.075/2) = 7762 kN/m	2~8
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	5

7. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 2

Eo = 28000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(9.100 × 9.100) = 9.100 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kv = 186666.670 × (9.100 / 0.3)$^{-3/4}$ = 14441.98 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 14441.980 = 4813.99 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(3.202 × 3.202) = 3.202 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (3.202 / 0.3)$^{-3/4}$ = 31614.68 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 31614.680 = 10538.23 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 . 실트

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(3.202 × 3.202) = 3.202 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (3.202 / 0.3)$^{-3/4}$ = 31614.68 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 31614.680 = 10538.23 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.184/2 + 1.184/2) = 37427 kN/m	11~12,17.18
Kss1	Kss x (1.184/2 + 1.184/2) = 12476 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.075/2 + 1.075/2) = 15525 kN/m	2~8
Ksb1	Ksb x (1.075/2 + 1.075/2) = 5175 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.500/2 + 1.075/2) = 11373 kN/m	1,9
Ksb1	Kh x (1.184/2 + 0.800/2) = 31359 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1	= 0.393 × 23.000 × 0.500	= 4.517 kN/m²
Wh2	= 4.517 + 0.407 × 23.000 × 0.500	= 9.200 kN/m²
Wh3	= 9.200 + 0.777 × 19.000 × 0.500	= 16.579 kN/m²
Wh4	= 16.579 + 0.634 × 19.000 × 0.500	= 22.600 kN/m²
Wh5	= 22.600 + 0.550 × 19.000 × 0.500	= 27.825 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1	= 0.393 × 23.000 × 0.500	= 4.517 kN/m²
Wh2	= 4.517 + 0.407 × 23.000 × 0.500	= 9.200 kN/m²
Wh3	= 9.200 + 0.200 × 19.000 × 0.500	= 11.100 kN/m²
Wh4	= 11.100 + 0.577 × 10.000 × 0.500	= 13.983 kN/m²
Wh5	= 13.983 + 0.634 × 10.000 × 0.500	= 17.153 kN/m²
Wh6	= 17.153 + 0.550 × 10.000 × 0.500	= 19.903 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

Ww1	= 0.577 × 10.000	= 5.767 kN/m²
Ww2	= 5.767 + 0.634 × 10.000	= 12.105 kN/m²
Ww3	= 12.105 + 0.550 × 10.000	= 17.605 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww4 = (3.202 - 1.000) × 10.000 = 22.015 kN/m²

6) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15^{\circ}\,C$

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	1.245°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.154
θ	= tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	8.755

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

= 0.444

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	1.245°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.063
θ	= tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	3.605

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

= 0.380

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.393 × 23.000 × 0.444 = 4.011 kN/m²
Wh2 = 4.011 + 0.407 × 23.000 × 0.444 = 8.170 kN/m²
Wh3 = 8.170 + 0.777 × 19.000 × 0.444 = 14.722 kN/m²
Wh4 = 14.722 + 0.634 × 19.000 × 0.444 = 20.069 kN/m²
Wh5 = 20.069 + 0.550 × 19.000 × 0.444 = 24.708 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.393 × 23.000 × 0.380 = 3.433 kN/m²
Wh2 = 3.433 + 0.407 × 23.000 × 0.380 = 6.992 kN/m²
Wh3 = 6.992 + 0.777 × 19.000 × 0.380 = 12.600 kN/m²
Wh4 = 12.600 + 0.634 × 19.000 × 0.380 = 17.176 kN/m²
Wh5 = 17.176 + 0.550 × 19.000 × 0.380 = 21.147 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.393 × 23.000 × 0.444 = 4.011 kN/m²
Wh2 = 4.011 + 0.407 × 23.000 × 0.444 = 8.170 kN/m²
Wh3 = 8.170 + 0.200 × 19.000 × 0.444 = 9.857 kN/m²
Wh4 = 9.857 + 0.577 × 10.000 × 0.444 = 12.417 kN/m²
Wh5 = 12.417 + 0.634 × 10.000 × 0.444 = 15.231 kN/m²
Wh6 = 15.231 + 0.550 × 10.000 × 0.444 = 17.673 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.393 × 23.000 × 0.380 = 3.433 kN/m²
Wh2 = 3.433 + 0.407 × 23.000 × 0.380 = 6.992 kN/m²
Wh3 = 6.992 + 0.200 × 19.000 × 0.380 = 8.436 kN/m²
Wh4 = 8.436 + 0.577 × 10.000 × 0.380 = 10.627 kN/m²
Wh5 = 10.627 + 0.634 × 10.000 × 0.380 = 13.036 kN/m²
Wh6 = 13.036 + 0.550 × 10.000 × 0.380 = 15.126 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

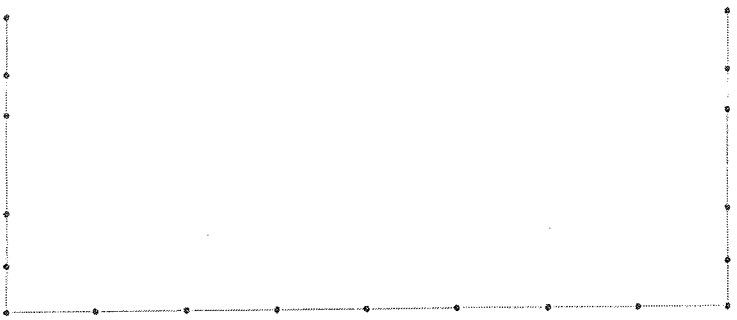
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	fb = 0.700×25.000×0.154 = 2.695

② 측벽

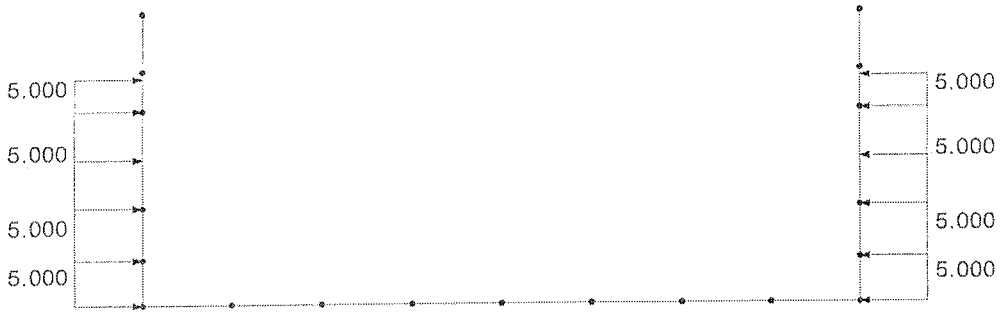
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f2 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f3 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f3 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f4 = 0.477×25.000×0.063 = 0.751	f4 = 0.477×25.000×0.154 = 1.836
f5 = 0.500×25.000×0.063 = 0.788	f5 = 0.500×25.000×0.154 = 1.925
f6 = 0.500×25.000×0.063 = 0.788	f6 = 0.500×25.000×0.154 = 1.925

10. 하 중 재 하 (상시)

1) CASE1 - 구체자중(SW)



2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



3) CASE3 - 충돌하중(CL)



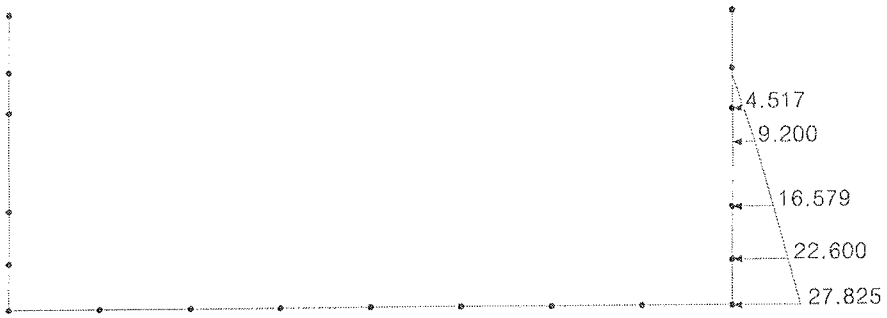
4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



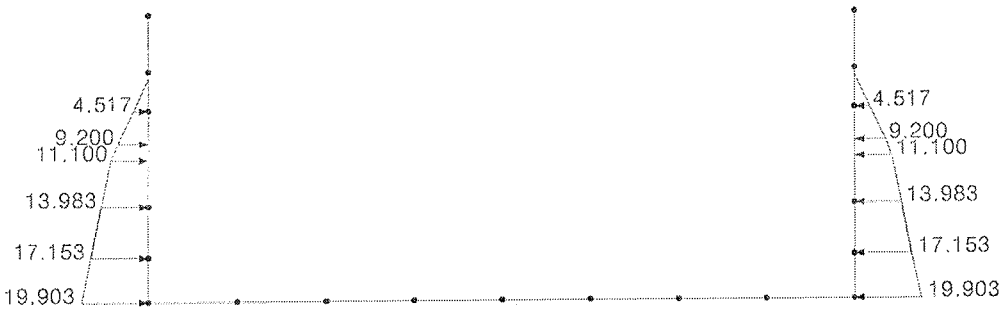
5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



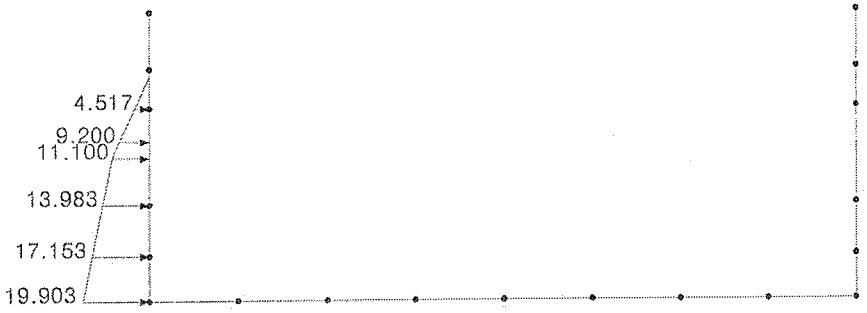
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



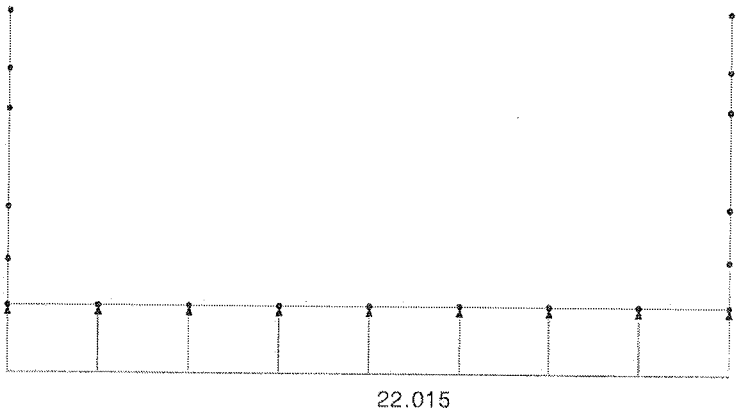
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



10) CASE10 - 수평수압(WATERH)



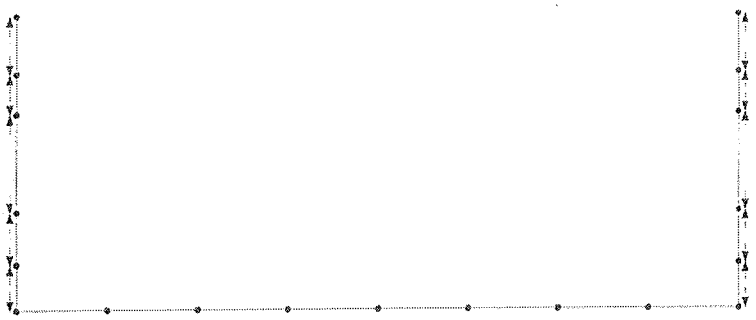
11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)



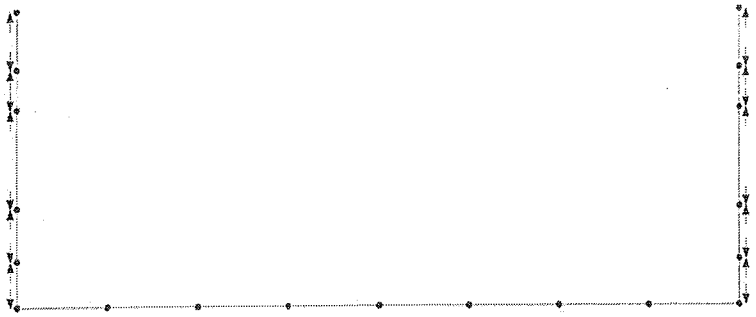
12) CASE12 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



13) CASE13 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

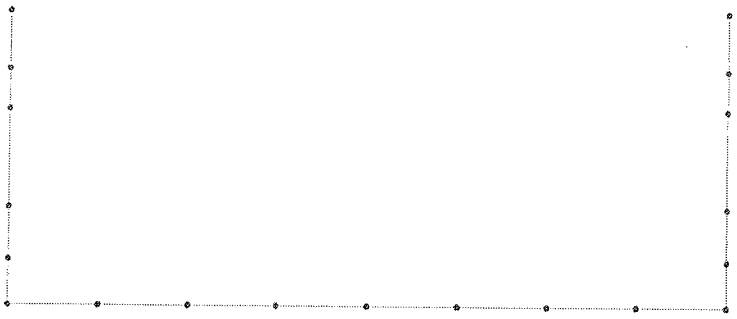


14) CASE14 - 건조수축 -15° C(SHRINK)



11. 하중 재하 (기능수행)

1) CASE1 - 구체자중(SW)



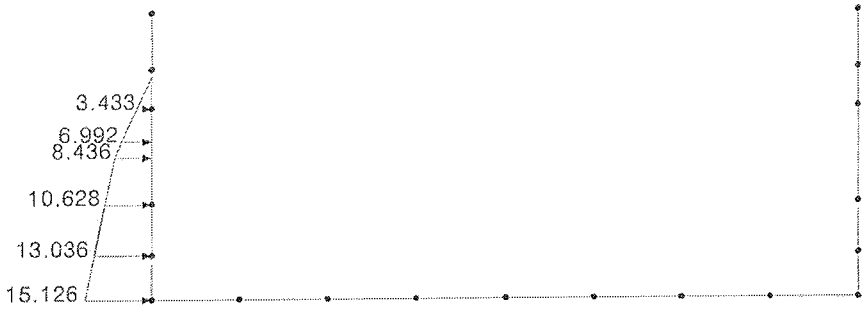
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



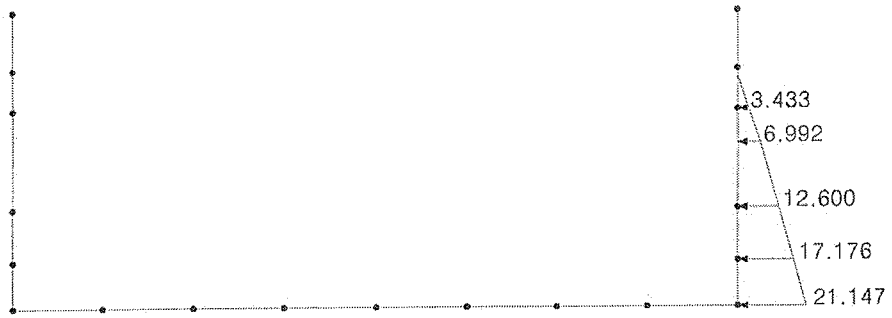
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



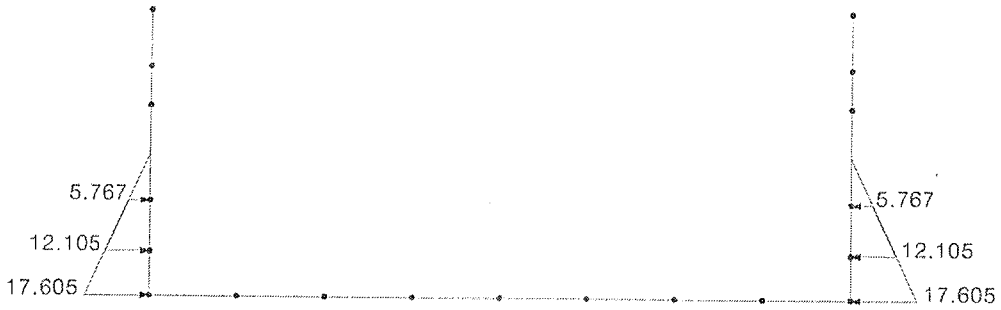
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



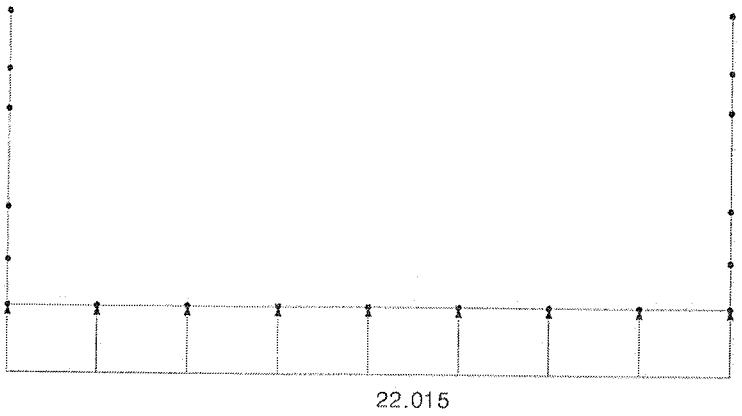
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



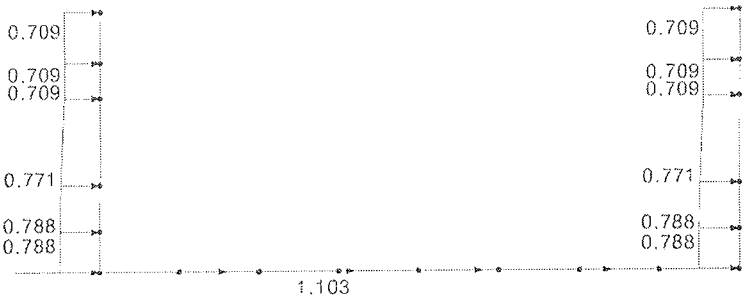
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



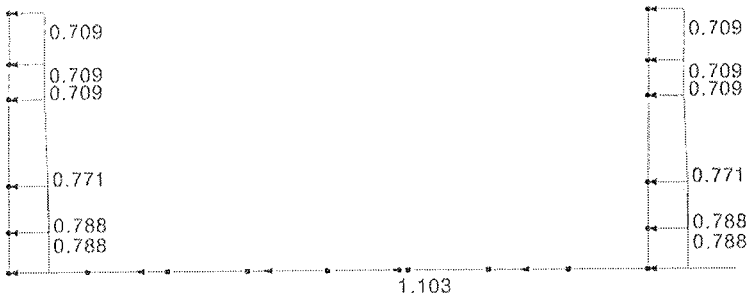
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)



10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

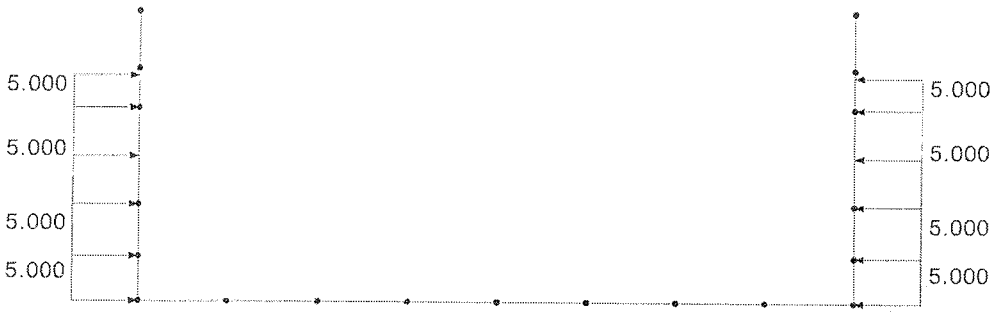


12. 하중 재하 (붕괴방지)

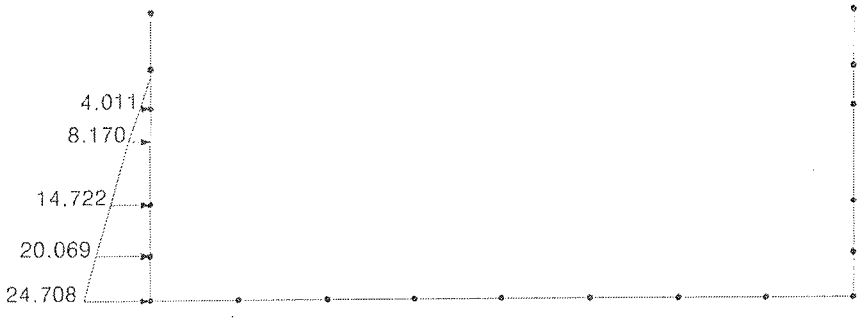
1) CASE1 - 구체자중(SW)



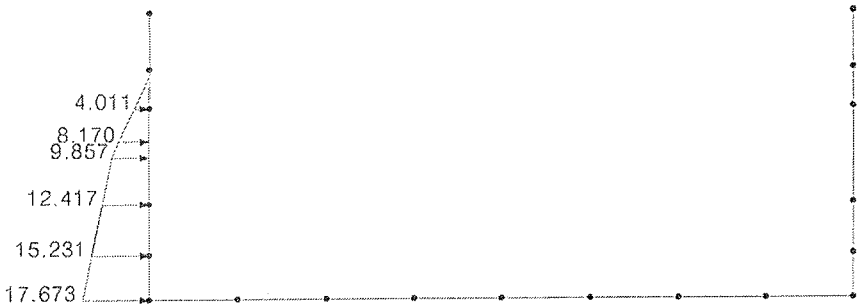
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



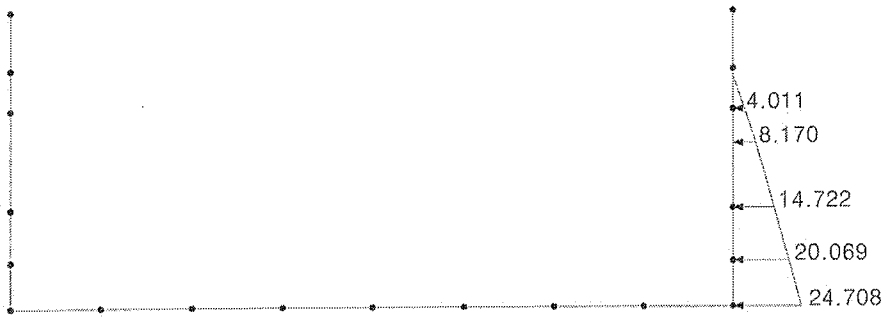
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



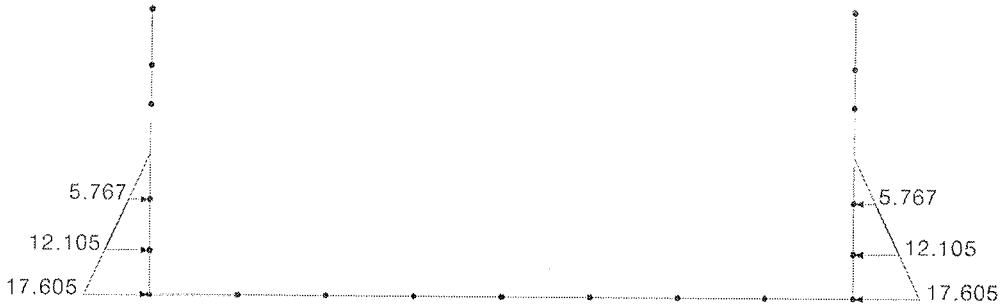
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



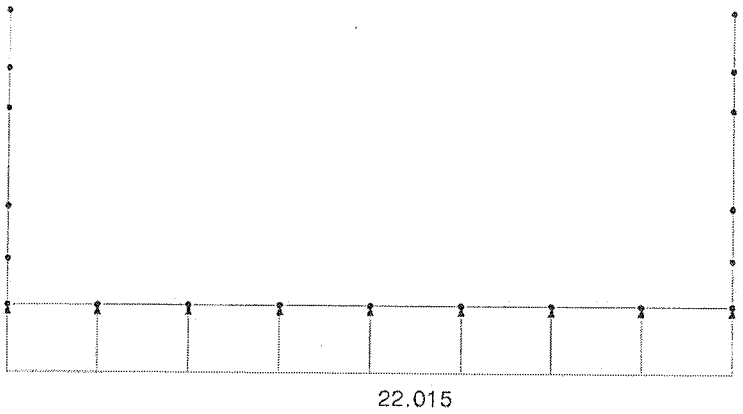
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



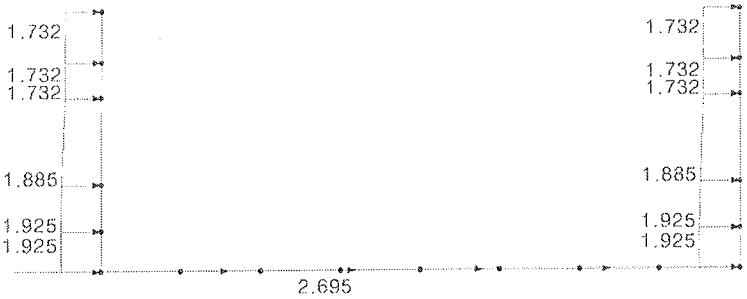
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



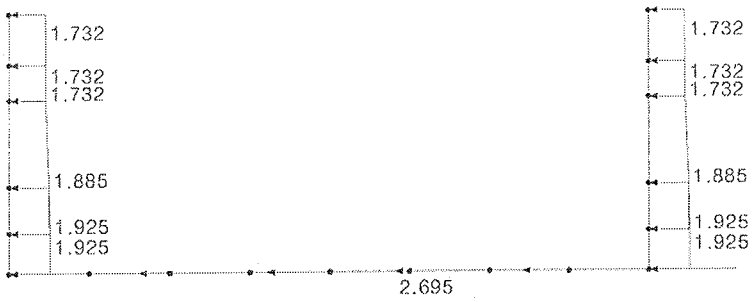
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.700 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.600	●
LC7	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.600	●
LC8	0.900	0.900		1.600		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	●

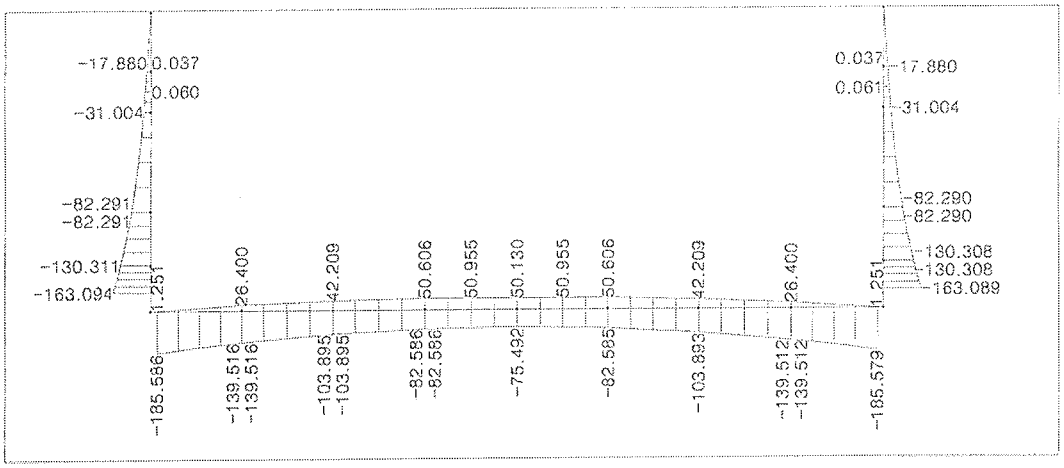
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.400	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.400	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.400	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.400	●

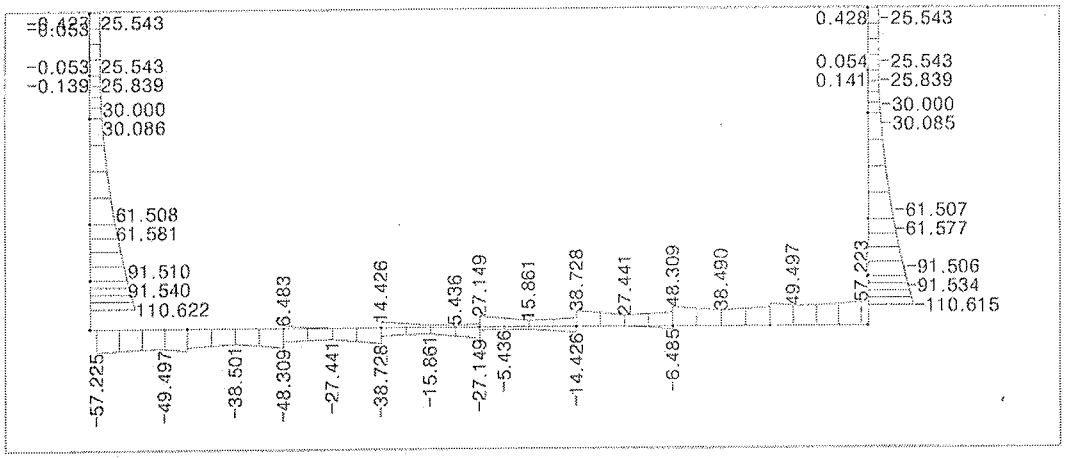
14. 단면력정리

14.1 상시

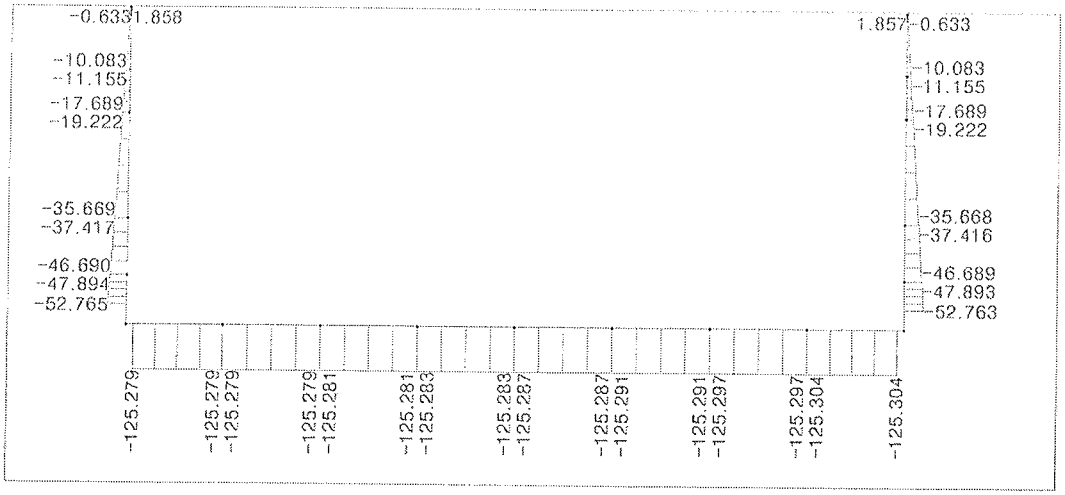
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



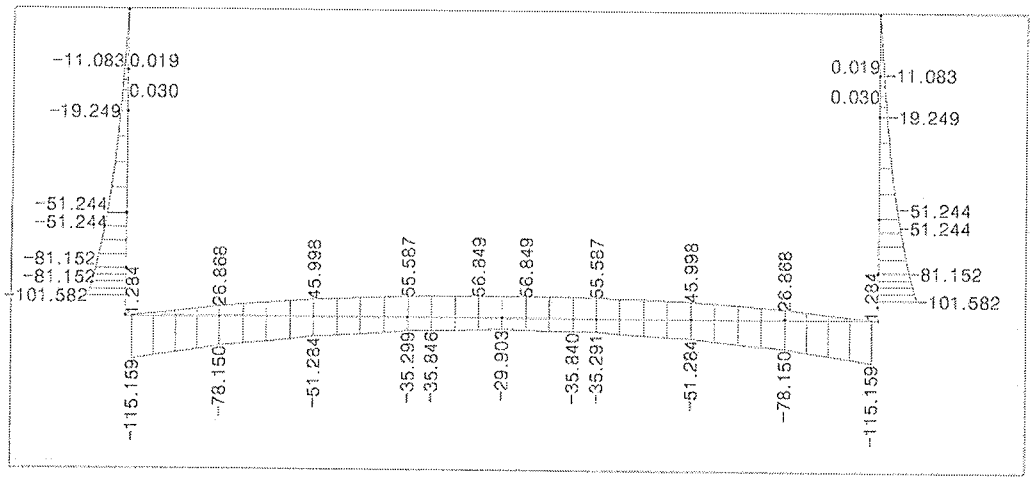
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

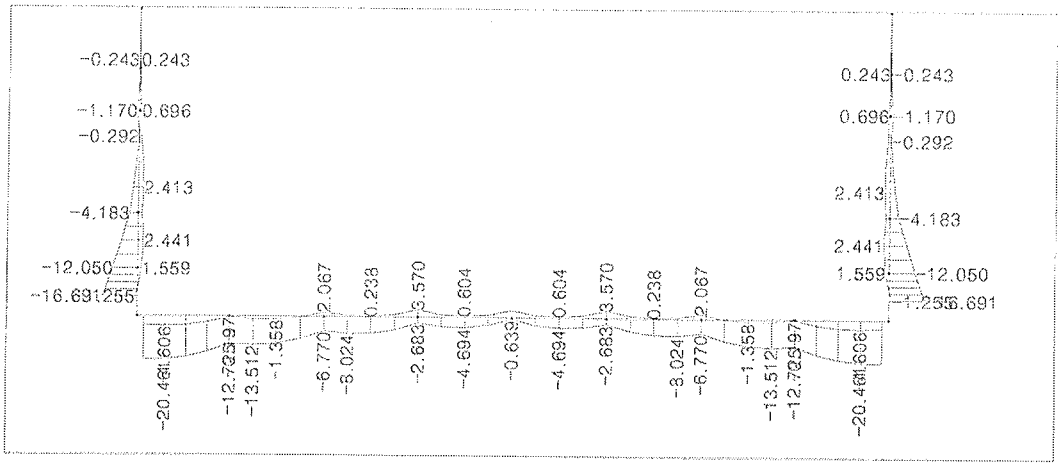


5) 단면력 정리

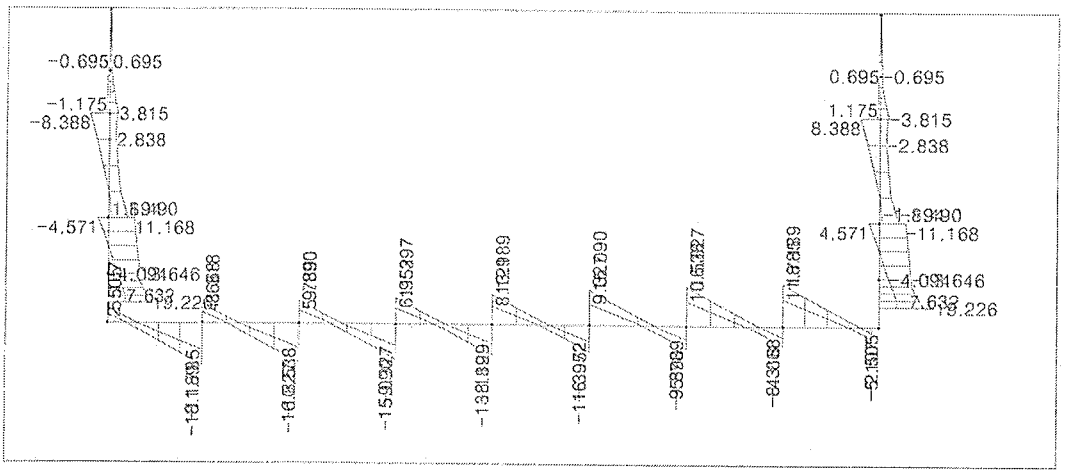
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	185.59	50.02	125.28	115.16	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	2	50.96	15.86	125.28	56.72	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	3	80.10	15.86	125.28	35.13	1000.00	700.00	
		우측	4	185.58	50.02	125.30	115.16	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	92.57	68.14	39.70	57.64	1000.00	488.76	
		하부	6	163.09	82.37	52.77	101.58	1000.00	500.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	92.56	68.17	39.69	57.64	1000.00	492.28	
		하부	8	163.09	82.36	52.76	101.58	1000.00	500.00	

14.2 지진시(기능수행)

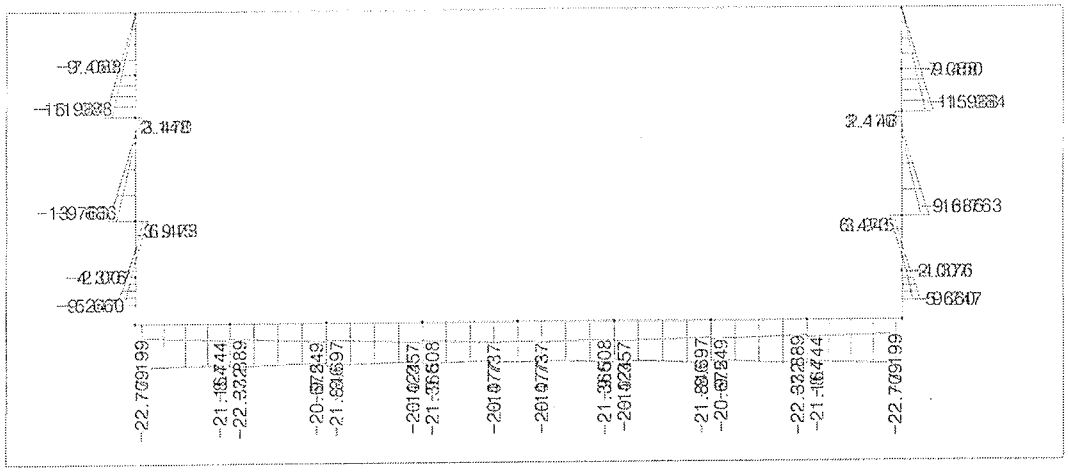
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

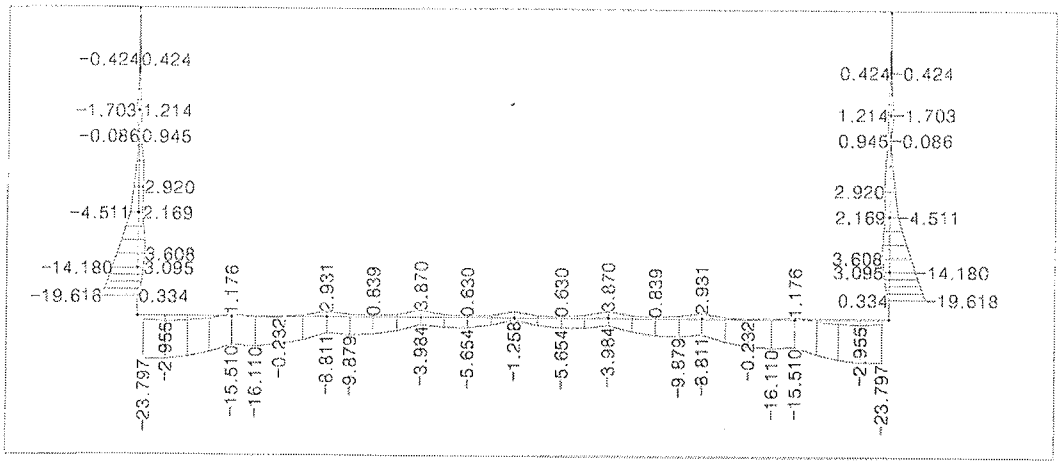


4) 단면력 정리

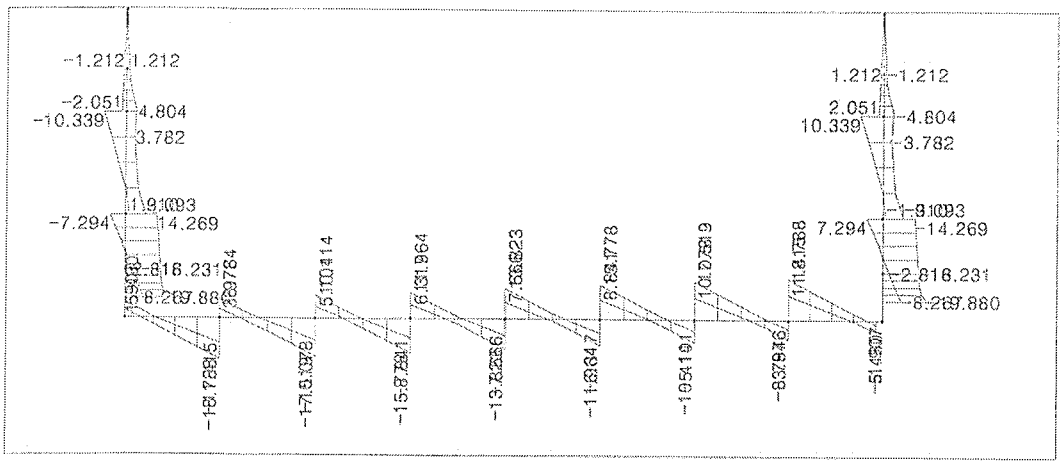
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	20.41	13.46	22.72	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	2	0.60	1.89	20.54	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	3	4.69	1.89	20.54	1000.00	700.00	
		우측	4	20.41	13.46	22.71	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	6.00	11.79	4.20	1000.00	488.76	
		하부	6	16.69	12.97	9.31	1000.00	500.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	6.00	11.79	4.22	1000.00	492.28	
		하부	8	16.69	12.97	9.25	1000.00	500.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

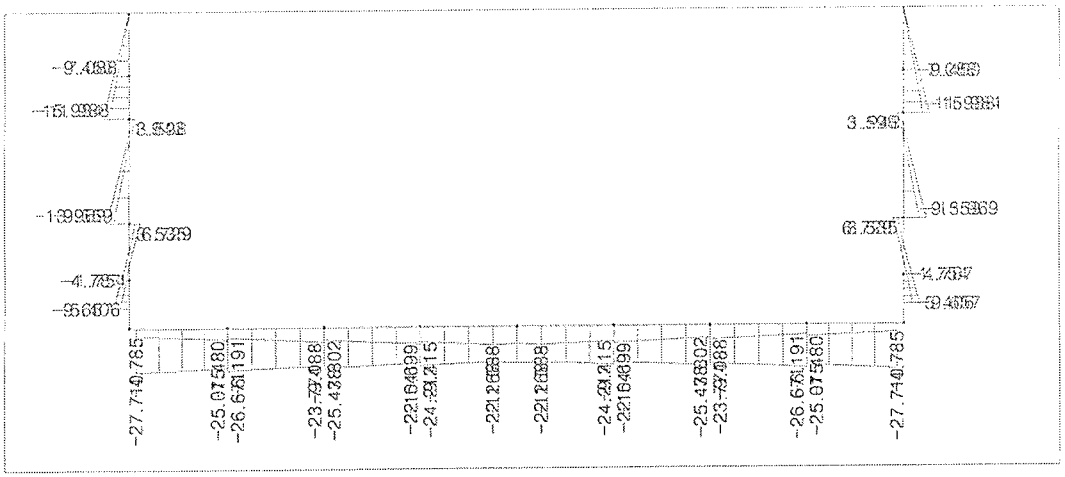
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	23.80	14.06	27.72	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	2	0.63	2.53	22.76	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	3	5.65	2.53	22.76	1000.00	700.00	
		우측	4	23.80	14.06	27.71	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	6.81	14.76	4.45	1000.00	488.76	
		하부	6	19.62	15.70	9.72	1000.00	500.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	6.81	14.76	4.48	1000.00	492.28	
		하부	8	19.62	15.70	9.66	1000.00	500.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-185.59	-	-23.80	-20.41	-185.59	
		중앙부 (상면)	2	50.96	-	0.63	0.60	50.96	
		중앙부 (하면)	3	-80.10	-	-5.65	-4.69	-80.10	
		우측	4	-185.58	-	-23.80	-20.41	-185.58	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-92.57	-	-6.81	-6.00	-92.57	
		하부	6	-163.09	-	-19.62	-16.69	-163.09	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-92.56	-	-6.81	-6.00	-92.56	
		하부	8	-163.09	-	-19.62	-16.69	-163.09	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-50.02	-	-14.06	-13.46	-50.02	
		중앙부 (상면)	2	-15.86	-	-2.53	-1.89	-15.86	
		중앙부 (하면)	3	-15.86	-	-2.53	-1.89	-15.86	
		우측	4	50.02	-	14.06	13.46	50.02	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	68.14	-	14.76	11.79	68.14	
		하부	6	82.37	-	15.70	12.97	82.37	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-68.17	-	-14.76	-11.79	-68.17	
		하부	8	-82.36	-	-15.70	-12.97	-82.36	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-125.28	-	-27.72	-22.72	-125.28	
		중앙부 (상면)	2	-125.28	-	-22.76	-20.54	-125.28	
		중앙부 (하면)	3	-125.28	-	-22.76	-20.54	-125.28	
		우측	4	-125.30	-	-27.71	-22.71	-125.30	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-39.70	-	4.45	4.20	-39.83	
		하부	6	-52.77	-	-9.72	-9.31	-52.93	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-39.69	-	4.48	4.22	-39.69	
		하부	8	-52.76	-	-9.66	-9.25	-52.76	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-115.16	-	-	-	-115.16	
		중앙부 (상면)	2	56.72	-	-	-	56.72	
		중앙부 (하면)	3	-35.13	-	-	-	-35.13	
		우측	4	-115.16	-	-	-	-115.16	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-57.64	-	-	-	-57.64	
		하부	6	-101.58	-	-	-	-101.58	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-57.64	-	-	-	-57.64	
		하부	8	-101.58	-	-	-	-101.58	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	600	185.59	401.30	922.08	H25 - 4.0EA	2026.80	2.16
		중앙부(상면)	2	1000	620	50.95	165.59	242.55	H16 - 4.0EA	794.40	3.25
		중앙부(하면)	2	1000	600	80.10	160.19	394.90	H16 - 4.0EA	794.40	2.00
		우측	3	1000	600	185.58	401.30	922.05	H25 - 4.0EA	2026.80	2.16
		우측(배수구단면)	3	1000	476	157.51	246.93	1269.40	H25 - 4.0EA	2026.80	1.57
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	389	92.56	255.73	711.66	H25 - 4.0EA	2026.80	2.76
		하부	5	1000	400	163.09	263.47	1232.30	H25 - 4.0EA	2026.80	1.62
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	392	92.56	258.15	705.05	H25 - 4.0EA	2026.80	2.79
		하부	7	1000	400	163.09	263.47	1232.26	H25 - 4.0EA	2026.80	1.62

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	389.7	50.0	446.73	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		중앙부	2	402.7	15.9	461.62	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측	3	389.7	50.0	446.73	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측(배수구단면)	3	244.2	49.9	315.68	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	252.5	68.1	289.45	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	5	259.8	82.4	297.82	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	254.8	68.2	292.07	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	7	259.8	82.4	297.82	1.00	-	H13	400	126.70	O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	185.59	50.02

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2026.800 x 400.00 = 810720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 35.325 mm, c = 35.325 / β1 = 35.325 / 0.85 = 41.559 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 41.559) / 41.559 = 0.04031

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 922.082 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.198]

1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00338

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 35.325 mm

ΦMn = 0.85 x 2026.800 x 400 x (600.00 - a/2) = 401.296 kN.m

≥ Mu (= 185.586 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.162]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 50.022 kN) , 전단보강 불필요.

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	50.96	15.86

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 16.289) / 16.289 = 0.11119

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 242.549 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 3.275]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00128

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (620.00 - a/2) = 165.590 kN.m

≥ Mu (= 50.955 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.250]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 15.864 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	80.10	15.86

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 16.289) / 16.289 = 0.10750

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 394.896 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.012]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00132

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (600.00 - a/2) = 160.188 kN.m

≥ Mu (= 80.097 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.000]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 15.864 kN) , 전단보강 불필요.

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	185.58	50.02

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2026.800 x 400.00 = 810720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 35.325 mm, c = 35.325 / β1 = 35.325 / 0.85 = 41.559 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 41.559) / 41.559 = 0.04031

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 922.049 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.198]

1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00338

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 35.325 mm

ΦMn = 0.85 x 2026.800 x 400 x (600.00 - a/2) = 401.296 kN.m

≥ Mu (= 185.579 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.162]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 50.022 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	476.0	376.0	100.0	157.5	49.9

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2026.800 x 400.00 = 810720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 35.325 mm, c = 35.325 / β1 = 35.325 / 0.85 = 41.559 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (376.00 - 41.559) / 41.559 = 0.02414

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1269.428 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.597]

1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

수축온도철근비 = 0.00200

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

ρuse = As / bd = 0.00539

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 35.325 mm

ΦMn = 0.85 x 2026.800 x 400 x (376.00 - a/2) = 246.935 kN.m

≥ Mu (= 157.509 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.568]

* 전단에 대한 검토 (d = 376.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 376.00 = 244.219 kN

≥ Vu (= 49.923 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	488.76	388.76	100.00	92.57	68.14

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2026.800 x 400.00 = 810720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 35.325 mm, c = 35.325 / β1 = 35.325 / 0.85 = 41.559 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (388.76 - 41.559) / 41.559 = 0.02506

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 711.656 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.848]

1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00521

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 35.325 mm

ΦMn = 0.85 x 2026.800 x 400 x (388.76 - a/2) = 255.728 kN.m

≥ Mu (= 92.565 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.763]

* 전단에 대한 검토 (d = 388.76 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 388.76 = 252.507 kN

≥ Vu (= 68.140 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	400.00	100.00	163.09	82.37

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2026.800 x 400.00 = 810720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 35.325 mm, c = 35.325 / β1 = 35.325 / 0.85 = 41.559 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (400.00 - 41.559) / 41.559 = 0.02587

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1232.304 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.645]

1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00507

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 35.325 mm

ΦMn = 0.85 x 2026.800 x 400 x (400.00 - a/2) = 263.473 kN.m

≥ Mu (= 163.094 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.615]

* 전단에 대한 검토 (d = 400.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 400.00 = 259.808 kN

≥ Vu (= 82.368 kN) , 전단보강 불필요.

■ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	492.28	392.28	100.00	92.56	68.17

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2026.800 x 400.00 = 810720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 35.325 mm, c = 35.325 / β1 = 35.325 / 0.85 = 41.559 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (392.28 - 41.559) / 41.559 = 0.02532

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 705.052 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.875]

1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00517

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 35.325 mm

ΦMn = 0.85 x 2026.800 x 400 x (392.28 - a/2) = 258.153 kN.m

≥ Mu (= 92.563 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.789]

* 전단에 대한 검토 (d = 392.28 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 392.28 = 254.793 kN

≥ Vu (= 68.173 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	400.00	100.00	163.09	82.36

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2026.800 x 400.00 = 810720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 35.325 mm, c = 35.325 / β1 = 35.325 / 0.85 = 41.559 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (400.00 - 41.559) / 41.559 = 0.02587

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1232.263 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.645]

1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00507

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 35.325 mm

ΦMn = 0.85 x 2026.800 x 400 x (400.00 - a/2) = 263.473 kN.m

≥ Mu (= 163.089 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.616]

* 전단에 대한 검토 (d = 400.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 400.00 = 259.808 kN

≥ Vu (= 82.357 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 중앙부_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 중앙부_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 476 × 0.0020 = 952.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 952.00 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 × 476 × 1000 = 714.00 ㎟ (≤1800)

∴ 714.00 ㎟ ≤ 1986.000 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 489 × 0.0020 = 978.22 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 978.215 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 489 x 1000 = 733.7 ㎟ (≤1800)

∴ 733.7 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 500 × 0.0020 = 1000.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1000.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 500 x 1000 = 750.0 ㎟ (≤1800)

∴ 750.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 489 × 0.0020 = 978.22 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 978.215 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 489 x 1000 = 733.7 ㎟ (≤1800)

∴ 733.7 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

9) 우측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 500 × 0.0020 = 1000.00 ㎟

∴ Used As = H13 - 10EA = 1267.000 ㎟ ≥ 1000.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

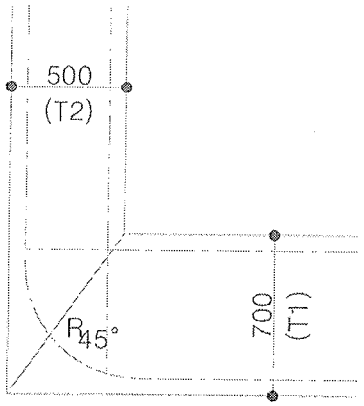
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 500 x 1000 = 750.0 ㎟ (≤1800)

∴ 750.0 ㎟ ≤ 1267.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 115.159 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 115.159 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 860.233$ mm

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 115.16 \times 10^6}{860.233^2 \times 1000} = 0.778\ MPa > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절정부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 115.16 \times 10^6}{860.233 \times 180} = 1487.437\ mm^2$$

$Asb = 0.000\ mm^2$

Req'd As = As - Asb
= 1487.437 mm^2 - 0.000 mm^2
= 1487.437 mm^2

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 4EA

∴ Total As = 1548.400 mm^2 > Req'd As (= 1487.437 mm^2) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0012813 + √(2 x 0.0090 + (0.0090)²) = 0.125

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.125 /3 = 0.958

fs = Mo / (As x d x j) = 1283891.000 / (794.400 x 620.000 x 0.958)

= 2.720 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 2.720 x 794.400 = 2161.025 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0018914 + √(2 x 0.0132 + (0.0132)²) = 0.150

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.150 /3 = 0.950

fs = Mo / (As x d x j) = 1283891.000 / (794.400 x 420.000 x 0.950)

= 4.051 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 4.051 x 794.400 = 3217.800 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x AsT : 대각선 방향의 인장력

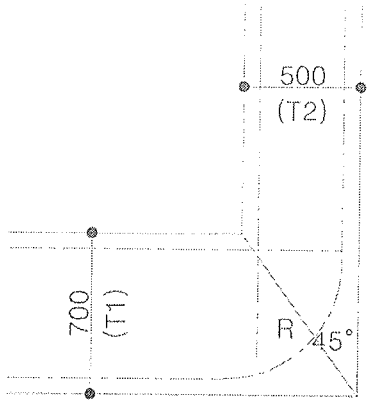
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(2161.025² + 3217.800²) / 180.0

As = 21.534 ㎟

사용철근량 : H13 @ 1000, 2EA = 253.400 ㎟ ∴ O.K

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 115.159 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 115.159 kN.m

$$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 860.233 \text{ mm}$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 115.16 \times 10^6}{860.233^2 \times 1000} = 0.778 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 115.16 \times 10^6}{860.233 \times 180} = 1487.437 \text{ m}$$

$Asb = 0.000 \text{ mm}^2$

$$\text{Req'd As} = As - Asb = 1487.437 \text{ mm}^2 - 0.000 \text{ mm}^2 = 1487.437 \text{ mm}^2$$

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 4EA

∴ Total As = 1548.400 mm² > Req'd As (= 1487.437 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

$k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

$= -7 \times 0.0012813 + \sqrt{(2 \times 0.0090 + (0.0090)^2)} = 0.125$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.125 / 3 = 0.958$

$fs = Mo / (As \times d \times j) = 1283891.000 / (794.400 \times 620.000 \times 0.958)$

$= 2.720$ MPa

인장력 $Th1 = fs \times As = 2.720 \times 794.400 = 2161.025$ N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

$k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

$= -7 \times 0.0018914 + \sqrt{(2 \times 0.0132 + (0.0132)^2)} = 0.150$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.150 / 3 = 0.950$

$fs = Mo / (As \times d \times j) = 1283891.000 / (794.400 \times 420.000 \times 0.950)$

$= 4.051$ MPa

인장력 $Th2 = fs \times As = 4.051 \times 794.400 = 3217.800$ N

- 보강철근량 산정

$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times AsT$: 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(2161.025^2 + 3217.800^2)} / 180.0$

$As = 21.534$ ㎟

사용철근량 : H13 @ 1000, 2EA = 253.400 ㎟ ∴ O.K

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 250 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	600	H25 - 4.0EA	250	558.770	O.K	2.235
		중앙부 (상면)	2	620	H16 - 4.0EA	250	475.248	O.K	1.901
		중앙부 (하면)	2	600	H16 - 4.0EA	250	793.210	O.K	3.173
		우측	3	600	H25 - 4.0EA	250	558.770	O.K	2.235
		우측(배수 구단면)	3	476	H25 - 4.0EA	250	368.800	O.K	1.475
좌측벽체	1층	중앙부	4	389	H25 - 4.0EA	250	773.052	O.K	3.092
		하부	5	400	H25 - 4.0EA	250	360.887	O.K	1.444
우측벽체	1층	중앙부	6	392	H25 - 4.0EA	250	782.364	O.K	3.129
		하부	7	400	H25 - 4.0EA	250	360.887	O.K	1.444

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 115.159 x 1000000 / [2026.800 x (600.000 - 117.062/3)]
= 101.284 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2026.800/1000.0 + 7x2026.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x2026.800)]
= 117.062 mm

사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 101.28) - 2.5 x 87.50 = 558.77 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 101.28) = 622.02 mm
Sa는 작은 값인 558.77 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 558.77 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 56.722 x 1000000 / [794.400 x (620.000 - 77.664/3)]
= 120.183 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x794.400)]
= 77.664 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 120.18) - 2.5 x 72.00 = 475.25 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 120.18) = 524.20 mm
Sa는 작은 값인 475.25 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 475.25 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 중앙부_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 35.129 x 1000000 / [794.400 x (600.000 - 76.316/3)]
= 76.964 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x794.400)]
= 76.316 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 76.96) - 2.5 x 92.00 = 793.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 76.96) = 818.57 mm
Sa는 작은 값인 793.21 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 793.21 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 115.159 x 1000000 / [2026.800 x (600.000 - 117.062/3)]
= 101.284 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2026.800/1000.0 + 7x2026.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x2026.800)]
= 117.062 mm

사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 101.28) - 2.5 x 87.50 = 558.77 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 101.28) = 622.02 mm
Sa는 작은 값인 558.77 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 558.77 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 93.978 x 1000000 / [2026.800 x (376.000 - 90.073/3)]
= 134.020 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2026.800/1000.0 + 7x2026.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x376.0/(7x2026.800)]
= 90.073 mm

사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 134.02) - 2.5 x 87.50 = 368.85 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 134.02) = 470.08 mm
Sa는 작은 값인 368.85 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 368.85 mm) ∴ O.K

6) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 57.639 x 1000000 / [2026.800 x (388.760 - 91.796/3)]
= 79.401 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2026.800/1000.0 + 7x2026.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x388.8/(7x2026.800)]
= 91.796 mm

사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 79.40) - 2.5 x 87.50 = 773.05 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 79.40) = 793.44 mm
Sa는 작은 값인 773.05 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 773.05 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 101.582 x 1000000 / [2026.800 x (400.000 - 93.290/3)]
= 135.861 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2026.800/1000.0 + 7x2026.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x400.0/(7x2026.800)]
= 93.290 mm

사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 135.86) - 2.5 x 87.50 = 360.89 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 135.86) = 463.71 mm
Sa는 작은 값인 360.89 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 360.89 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 57.639 x 1000000 / [2026.800 x (392.279 - 92.266/3)]
= 78.662 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2026.800/1000.0 + 7x2026.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x392.3/(7x2026.800)]
= 92.266 mm

사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 78.66) - 2.5 x 87.50 = 782.36 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 78.66) = 800.89 mm
Sa는 작은 값인 782.36 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 782.36 mm) ∴ O.K

9) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 101.582 x 1000000 / [2026.800 x (400.000 - 93.290/3)]

= 135.861 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2026.800/1000.0 + 7x2026.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x400.0/(7x2026.800)]

= 93.290 mm

사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 135.86) - 2.5 x 87.50 = 360.89 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 135.86) = 463.71 mm

Sa는 작은 값인 360.89 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 360.89 mm) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

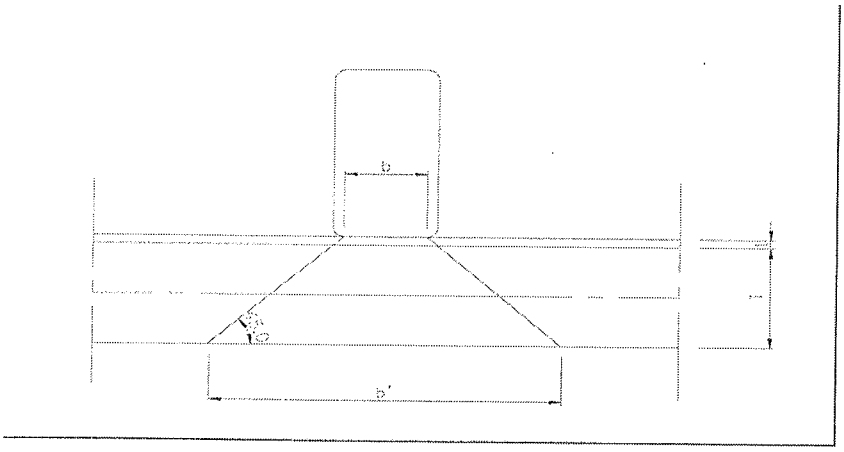
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 234.662 / 9.100 = 25.787 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

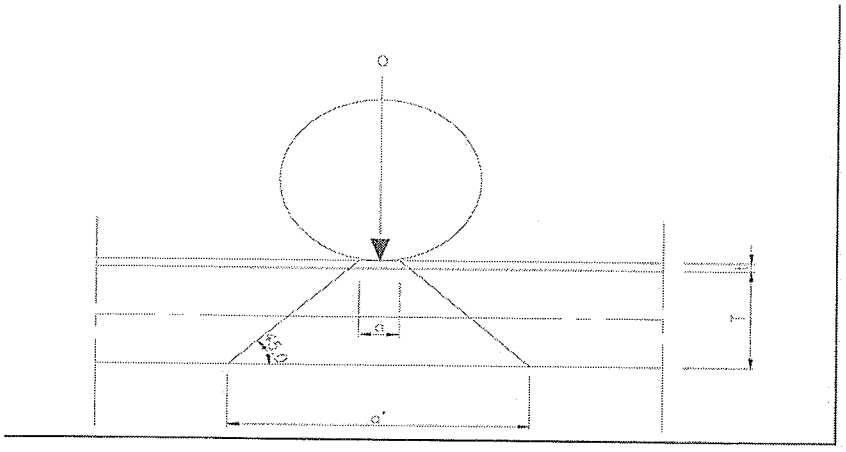


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 700 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.700 + 0.080) × cot 45°

= 2.060 m



a' = 0.200 + 2 × (0.700 + 0.080) × cot 45°

= 1.760 m

Qz = 96.0 / (2.060 × 1.760 26.478 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$Qmax = 25.79 + 1.84 + 26.48$

$= 54.105 \ kN/m^2$

2) 지반의 허용연직지지력

$Qa = 221.20 \ kN/m^2 \geq Qmax = 54.105 \ kN/m^2$ ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	9.100	×	0.700	×	25.000					=	159.250	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	3.202	×	25.000	×	2			=	72.045	kN/m
	:	0.350	×	2.502	×	25.000	/	2	×	2	=	21.893	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000					=	10.000	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.080	×	23.000					=	12.880	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	1.000	×	19.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	1.502	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	1.502	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
									∴	Σ	=	276.068	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 1.000 \times 1.502 \times 19.000 + 1.502^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 276.068 + 0.000 = 276.068 kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 9.100 \times 2.202 \times 10.000$

$= 200.382$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 276.068 / 200.382$

$= 1.378 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -5.2 m (보링주상도 NABB-1 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	9.100	×	0.700	×	25.000				=	159.250	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	3.202	×	25.000	×	2		=	72.045	kN/m
	:	0.350	×	2.502	×	25.000	/	2	× 2	=	21.893	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000				=	10.000	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.080	×	23.000				=	12.880	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	5.200	×	19.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-2.698	×	10.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-2.698	×	10.000	×	2		=	0.000	kN/m
								∴ Σ		=	276.068	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 5.200^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 5.200 \times -2.698 \times 19.000 + -2.698^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 276.068 + 0.000 = 276.068 kN/m

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비

대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{159.250}{9.100 \times 10.000 \times 1.100} = 1.591 \text{ m}$$

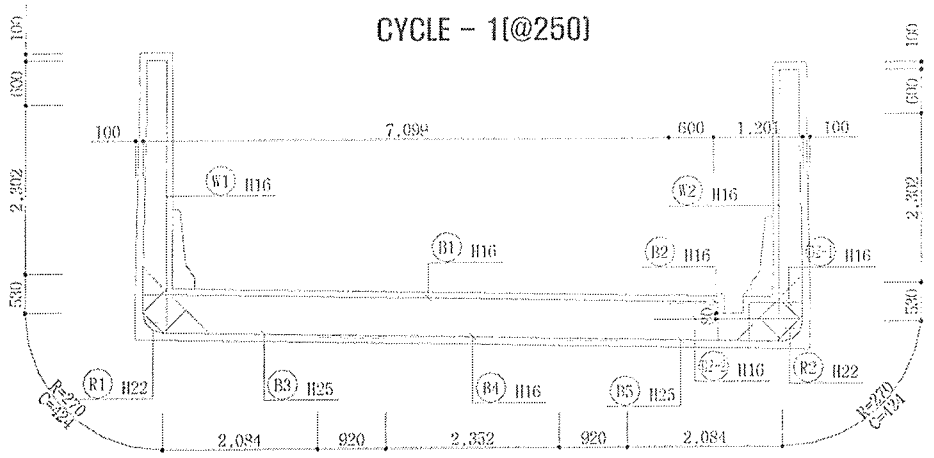
∴ 구조물 저면으로 부터 1.591 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{263.188}{9.100 \times 10.000 \times 1.100} = 2.629 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.629 m 이하유지

20. 주철근 조립도

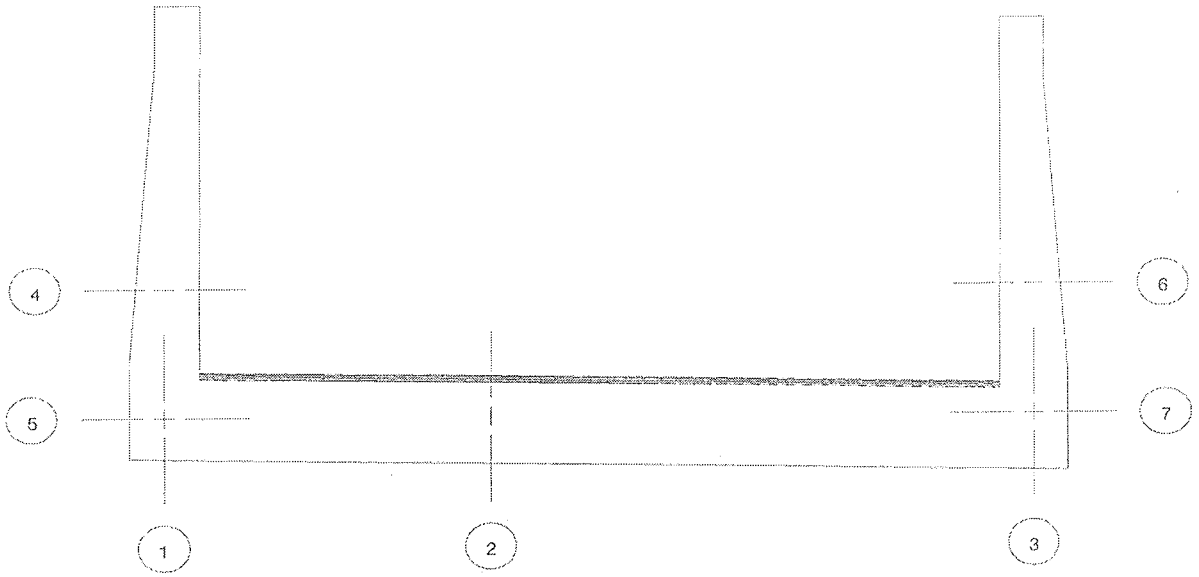

CYCLE - 1(@250)
100
7,090
600
1,200
100
W1 H16
W2 H16
B1 H16
B2 H16
B3 H16
R1 H22
B3 H25
B4 H16
B5 H25
R2 H16
R2 H22
2,084
920
2,352
920
2,084

U6

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm^2		mm^2	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	800	355.80	679.37	1327.29	H29 - 4.0EA	2569.60	1.91
		중앙부(상면)	2	1000	820	66.01	219.61	237.36	H16 - 4.0EA	794.40	3.33
		중앙부(하면)	2	1000	800	186.92	307.82	692.43	H19 - 4.0EA	1146.00	1.65
		우측	3	1000	800	355.77	679.37	1327.17	H29 - 4.0EA	2569.60	1.91
		우측(배수구단면)	3	1000	676	304.73	483.67	1594.50	H29 - 4.0EA	2569.60	1.59
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	536	147.36	448.56	819.82	H29 - 4.0EA	2569.60	3.04
		하부	5	1000	600	312.57	504.63	1567.92	H29 - 4.0EA	2569.60	1.61
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	548	147.36	459.40	800.76	H29 - 4.0EA	2569.60	3.12
		하부	7	1000	600	312.55	504.63	1567.79	H29 - 4.0EA	2569.60	1.61

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		중앙부 (상면)	2	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		중앙부 (하면)	2	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		우측	3	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		우측 (배수구단면)	3	1352.0	1986.0	O.K	1014.0	1986.0	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	1274.1	1986.0	O.K	955.6	1986.0	O.K
		하부	5	1384.7	1986.0	O.K	1038.5	1986.0	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	1274.1	1986.0	O.K	955.6	1986.0	O.K
		하부	7	1384.7	1986.0	O.K	1038.5	1986.0	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	㎟		㎜	㎟	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	519.6	81.8	595.64	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		중앙부	2	532.6	62.6	610.53	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측	3	519.6	81.8	595.64	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측 (배수구단면)	3	374.1	83.4	483.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	348.0	101.5	398.94	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	5	389.7	128.7	446.73	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	356.1	101.6	408.17	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	7	389.7	128.7	446.73	1.00	-	H13	400	126.70	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 250 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	800	H29 - 4.0EA	250	475.063	O.K	1.90
		중앙부 (상면)	2	820	H16 - 4.0EA	250	450.636	O.K	1.80
		중앙부 (하면)	2	800	H19 - 4.0EA	250	520.006	O.K	2.08
		우측	3	800	H29 - 4.0EA	250	475.063	O.K	1.90
		우측(배수 구단면)	3	676	H29 - 4.0EA	250	374.600	O.K	1.50
좌측벽체	1층	중앙부	4	536	H29 - 4.0EA	250	878.246	O.K	3.51
		하부	5	600	H29 - 4.0EA	250	367.351	O.K	1.47
우측벽체	1층	중앙부	6	548	H29 - 4.0EA	250	899.308	O.K	3.60
		하부	7	600	H29 - 4.0EA	250	367.351	O.K	1.47

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지하차도 (내공 : 8.1M × 4.166M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트(ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

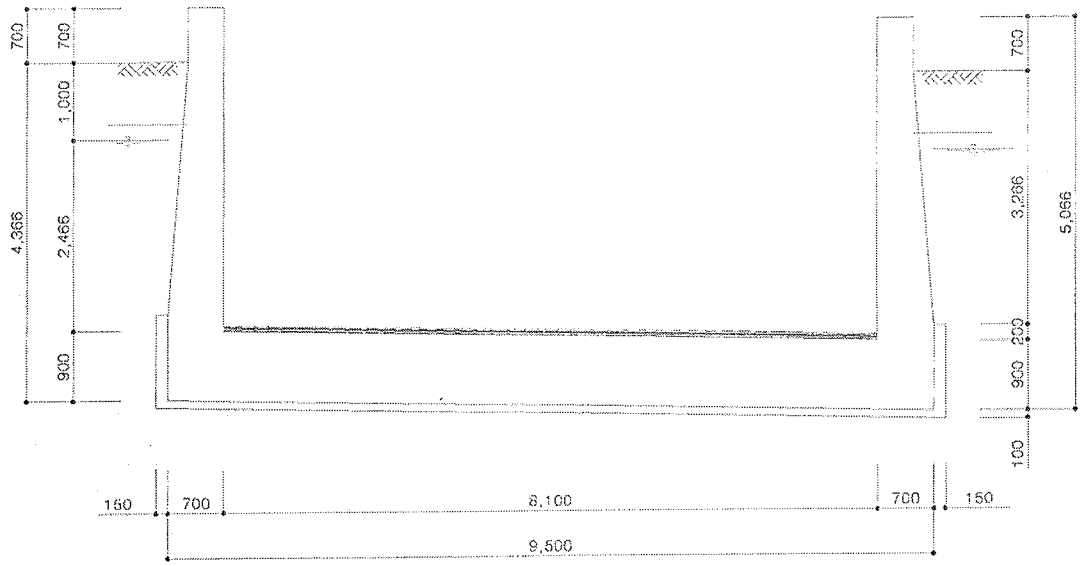
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준·해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


700
700
1,000
2,466
4,366
900
700
3,266
5,066
200
900
100
150
700
8,100
700
150
9,500

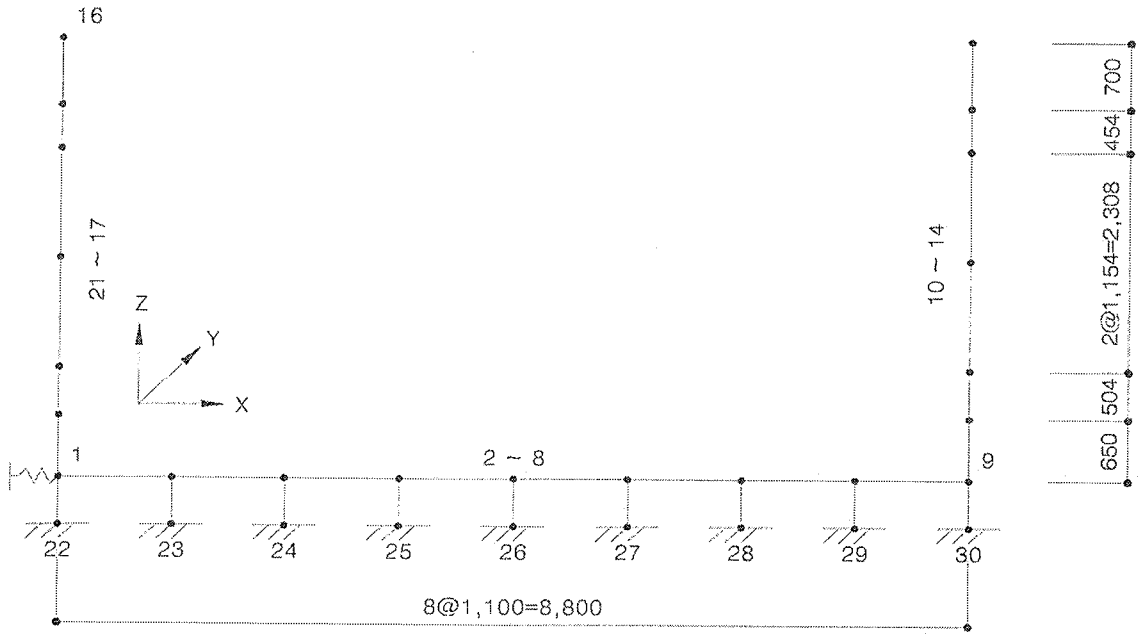
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

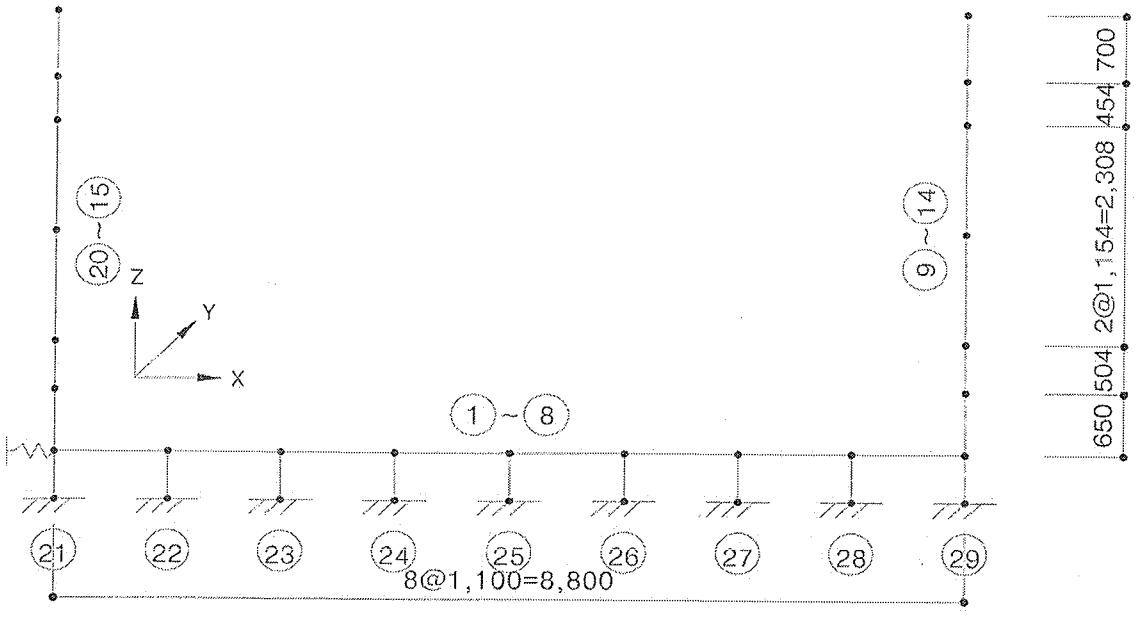
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점상도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	0.900 × 1.000 = 0.900	0.06075	1~8
6	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	13~16

NO	A (m^2)	I (m^4)	절 점
2	0.700 × 1.000 = 0.700	0.02858	9
3	0.697 × 1.000 = 0.697	0.02819	10,21
4	0.642 × 1.000 = 0.642	0.02205	11,20
5	0.517 × 1.000 = 0.517	0.01150	12,19

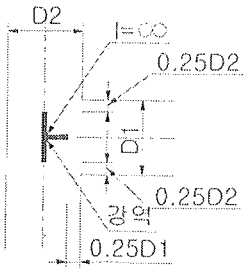
NO	Section(Tapper)	부 재
7	SEC 2 ~ 3	9
8	SEC 3 ~ 4	10
9	SEC 4 ~ 5	11
10	SEC 5 ~ 6	12
11	SEC 6 ~ 5	17
12	SEC 5 ~ 4	18
13	SEC 4 ~ 3	19
14	SEC 3 ~ 2	20

3) 단면좌표

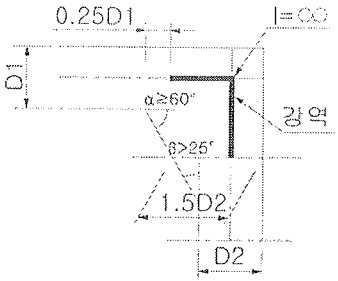
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	16	0.000	5.116
2	1.100	0.500	17	0.000	4.416
3	2.200	0.500	18	0.000	3.962
4	3.300	0.500	19	0.000	2.808
5	4.400	0.500	20	0.000	1.654
6	5.500	0.500	21	0.000	1.150
7	6.600	0.500	22	0.000	0.000
8	7.700	0.500	23	1.100	0.000
9	8.800	0.500	24	2.200	0.000
10	8.800	1.150	25	3.300	0.000
11	8.800	1.654	26	4.400	0.000
12	8.800	2.808	27	5.500	0.000
13	8.800	3.962	28	6.600	0.000
14	8.800	4.416	29	7.700	0.000
15	8.800	5.116	30	8.800	0.000

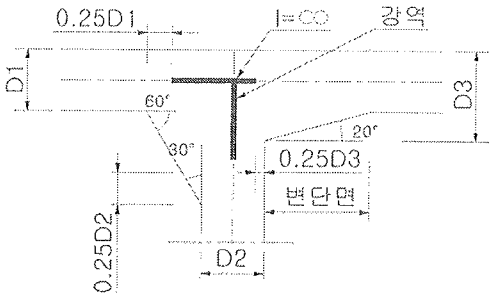
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 ㎜

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 ㎜

(3) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 ㎜

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 ㎜

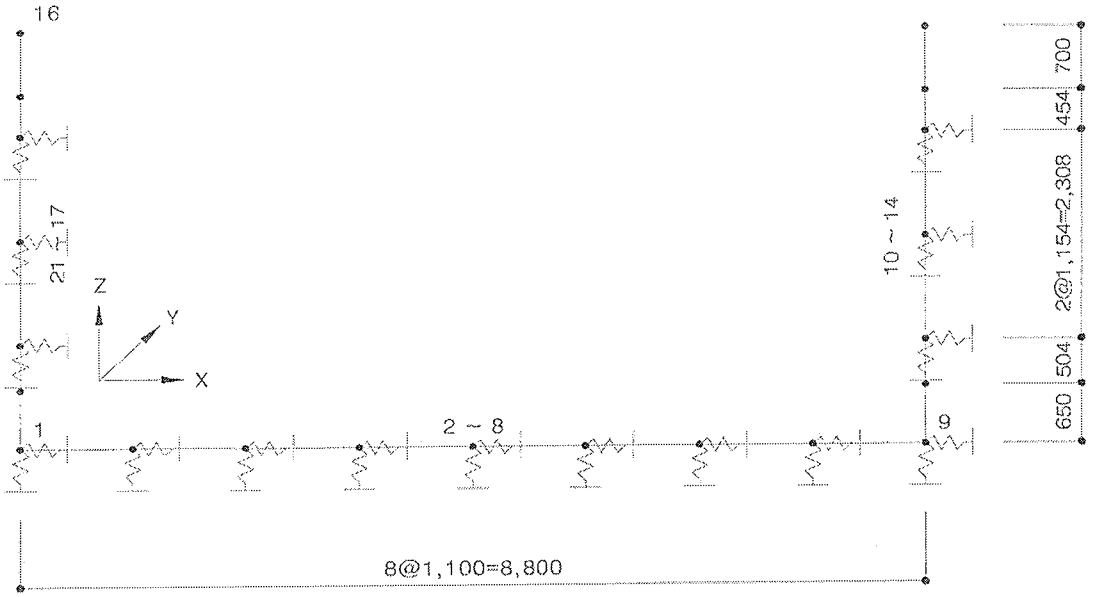
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

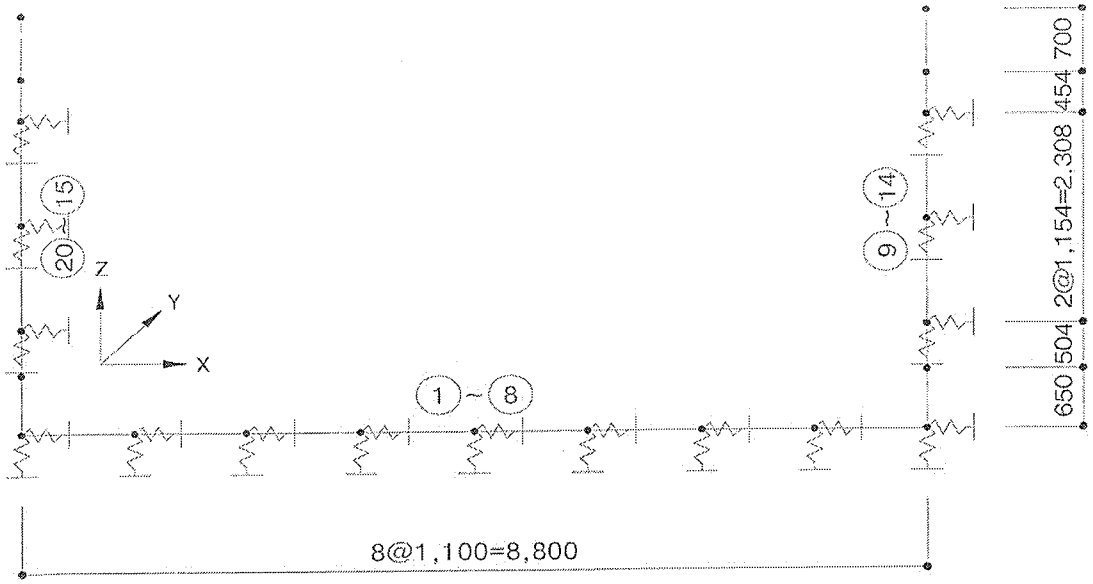
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	0.900 × 1.000 = 0.900	0.06075	1~8
6	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	13~16

NO	A (m^2)	I (m^4)	절 점
2	0.700 × 1.000 = 0.700	0.02858	9
3	0.697 × 1.000 = 0.697	0.02819	10,21
4	0.642 × 1.000 = 0.642	0.02205	11,20
5	0.517 × 1.000 = 0.517	0.01150	12,19

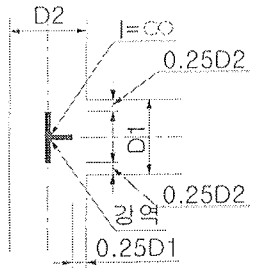
NO	Section(Tapper)	부 재
7	SEC 2 ~ 3	9
8	SEC 3 ~ 4	10
9	SEC 4 ~ 5	11
10	SEC 5 ~ 6	12
11	SEC 6 ~ 5	17
12	SEC 5 ~ 4	18
13	SEC 4 ~ 3	19
14	SEC 3 ~ 2	20

3) 단면좌표

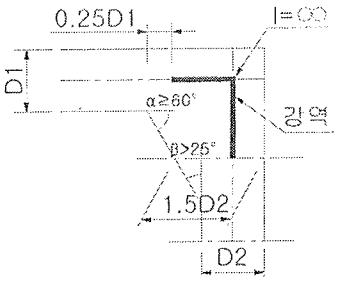
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	12	8.800	2.308
2	1.100	0.000	13	8.800	3.462
3	2.200	0.000	14	8.800	3.916
4	3.300	0.000	15	8.800	4.616
5	4.400	0.000	16	0.000	4.616
6	5.500	0.000	17	0.000	3.916
7	6.600	0.000	18	0.000	3.462
8	7.700	0.000	19	0.000	2.308
9	8.800	0.000	20	0.000	1.154
10	8.800	0.650	21	0.000	0.650
11	8.800	1.154			

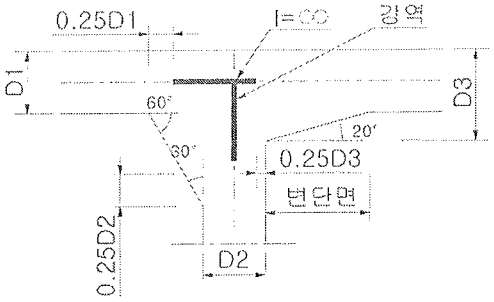
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 ㎜

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 ㎜

(3) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 ㎜

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 ㎜

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 28000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B = √(9.500 × 9.500) = 9.50 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 2800(= 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (9.500 / 0.3) $^{-3/4}$ = 6991.49 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.700/2 + 1.100/2) = 6292 kN/m	1,9
Kv2	Kv x (1.100/2 + 1.100/2) = 7691 kN/m	2~8
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	5

7. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 2

Eo = 28000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(9.500 × 9.500) = 9.500 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kv = 186666.670 × (9.500 / 0.3)$^{-3/4}$ = 13983.47 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 13983.470 = 4661.16 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(4.366 × 4.366) = 4.366 m

Kho = 1 / 0.3 × α × = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (4.366 / 0.3)$^{-3/4}$ = 25054.22 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 25054.220 = 8351.41 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(4.366 × 4.366) = 4.366 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (4.366 / 0.3) $^{-3/4}$ = 25054.22 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 25054.220 = 8351.41 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.154/2 + 1.154/2) = 28910 kN/m	11~13,18~20
Kss1	Kss x (1.154/2 + 1.154/2) = 9637 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.100/2 + 1.100/2) = 15382 kN/m	2~8
Ksb1	Ksb x (1.100/2 + 1.100/2) = 5127 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.700/2 + 1.100/2) = 12585 kN/m	1,9
Ksb1	Kh x (1.154/2 + 0.800/2) = 24476 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = 0.359 × 23.000 × 0.500 = 4.127 kN/m²

Wh2 = 4.127 + 0.441 × 23.000 × 0.500 = 9.200 kN/m²

Wh3 = 9.200 + 0.713 × 19.000 × 0.500 = 15.972 kN/m²

Wh4 = 15.972 + 1.154 × 19.000 × 0.500 = 26.934 kN/m²

Wh5 = 26.934 + 0.504 × 19.000 × 0.500 = 31.721 kN/m²

Wh6 = 31.721 + 0.650 × 19.000 × 0.500 = 37.896 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = 0.359 × 23.000 × 0.500 = 4.127 kN/m²

Wh2 = 4.127 + 0.441 × 23.000 × 0.500 = 9.200 kN/m²

Wh3 = 9.200 + 0.200 × 19.000 × 0.500 = 11.100 kN/m²

Wh4 = 11.100 + 0.513 × 10.000 × 0.500 = 13.664 kN/m²

Wh5 = 13.664 + 1.154 × 10.000 × 0.500 = 19.433 kN/m²

Wh6 = 19.433 + 0.504 × 10.000 × 0.500 = 21.953 kN/m²

Wh7 = 21.953 + 0.650 × 10.000 × 0.500 = 25.203 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

Ww1 = 0.513 × 10.000 = 5.128 kN/m²

Ww2 = 5.128 + 1.154 × 10.000 = 16.666 kN/m²

Ww3 = 16.666 + 0.504 × 10.000 = 21.705 kN/m²

Ww4 = 21.705 + 0.650 × 10.000 = 28.205 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww5 = (4.366 - 1.000) × 10.000 = 33.655 kN/m²

6) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15^{\circ}\,C$

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	4.378°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.154
θ	= tan-1(kh/(1-kv)).kv =	:	8.755

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

= 0.467

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	4.378°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.063
θ	= tan-1(kh/(1-kv)).kv =	:	3.605

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

= 0.402

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.359 × 23.000 × 0.467 = 3.855 kN/m²

Wh2 = 3.855 + 0.441 × 23.000 × 0.467 = 8.593 kN/m²

Wh3 = 8.593 + 0.713 × 19.000 × 0.467 = 14.917 kN/m²

Wh4 = 14.917 + 1.154 × 19.000 × 0.467 = 25.156 kN/m²

Wh5 = 25.156 + 0.504 × 19.000 × 0.467 = 29.627 kN/m²

Wh6 = 29.627 + 0.650 × 19.000 × 0.467 = 35.395 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.359 × 23.000 × 0.402 = 3.318 kN/m²

Wh2 = 3.318 + 0.441 × 23.000 × 0.402 = 7.397 kN/m²

Wh3 = 7.397 + 0.713 × 19.000 × 0.402 = 12.841 kN/m²

Wh4 = 12.841 + 1.154 × 19.000 × 0.402 = 21.655 kN/m²

Wh5 = 21.655 + 0.504 × 19.000 × 0.402 = 25.503 kN/m²

Wh6 = 25.503 + 0.650 × 19.000 × 0.402 = 30.468 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.359 × 23.000 × 0.467 = 3.855 kN/m²

Wh2 = 3.855 + 0.441 × 23.000 × 0.467 = 8.593 kN/m²

Wh3 = 8.593 + 0.200 × 19.000 × 0.467 = 10.367 kN/m²

Wh4 = 10.367 + 0.513 × 10.000 × 0.467 = 12.762 kN/m²

Wh5 = 12.762 + 1.154 × 10.000 × 0.467 = 18.151 kN/m²

Wh6 = 18.151 + 0.504 × 10.000 × 0.467 = 20.504 kN/m²

Wh7 = 20.504 + 0.650 × 10.000 × 0.467 = 23.540 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.359 × 23.000 × 0.402 = 3.318 kN/m²

Wh2 = 3.318 + 0.441 × 23.000 × 0.402 = 7.397 kN/m²

Wh3 = 7.397 + 0.200 × 19.000 × 0.402 = 8.924 kN/m²

Wh4 = 8.924 + 0.513 × 10.000 × 0.402 = 10.986 kN/m²

Wh5 = 10.986 + 1.154 × 10.000 × 0.402 = 15.625 kN/m²

Wh6 = 15.625 + 0.504 × 10.000 × 0.402 = 17.650 kN/m²

Wh7 = 17.650 + 0.650 × 10.000 × 0.402 = 20.263 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

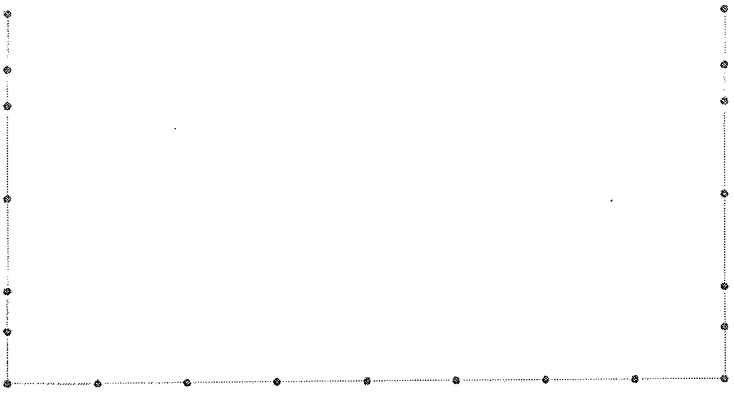
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.900×25.000×0.063 = 1.417	fb = 0.900×25.000×0.154 = 3.465

② 측벽

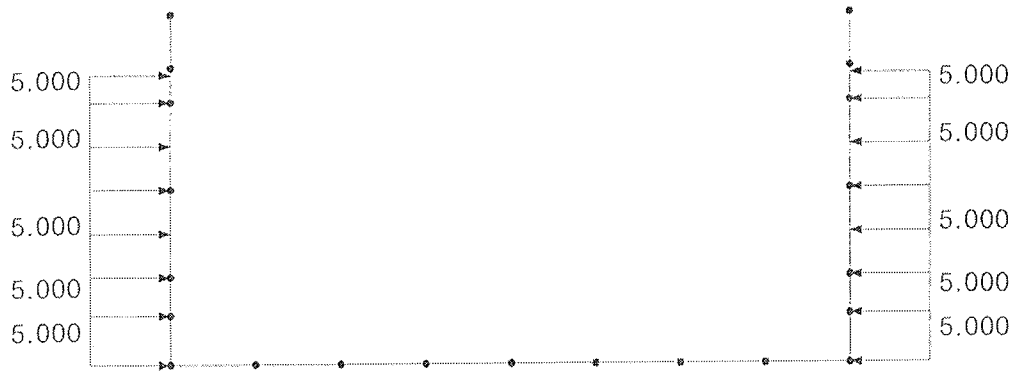
기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f2 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f3 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f3 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f4 = 0.520×25.000×0.063 = 0.819	f4 = 0.520×25.000×0.154 = 2.002
f5 = 0.645×25.000×0.063 = 1.016	f5 = 0.645×25.000×0.154 = 2.484
f6 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f6 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695
f7 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f7 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695

10. 하 중 재 하 (상시)

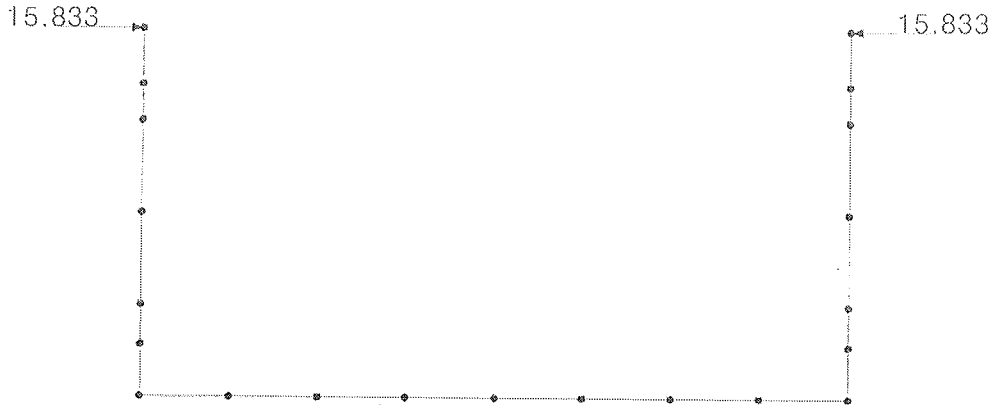
1) CASE1 - 구체자중(SW)



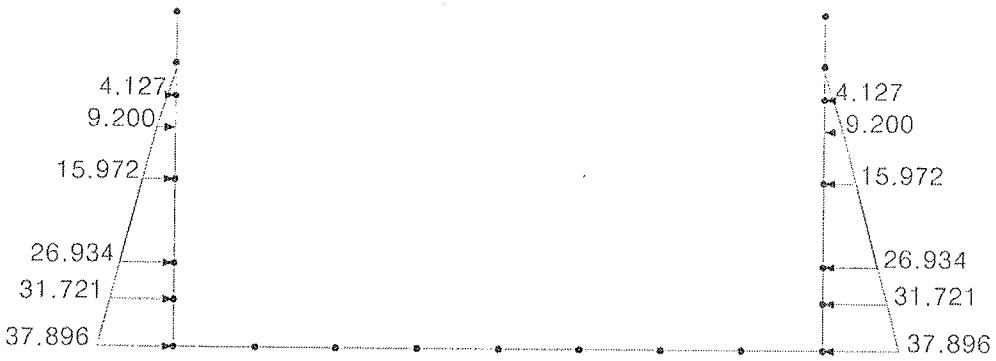
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



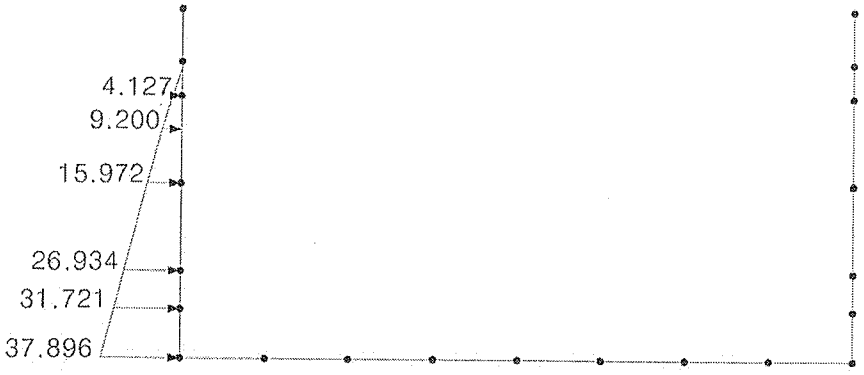
3) CASE3 - 충돌하중(CL)



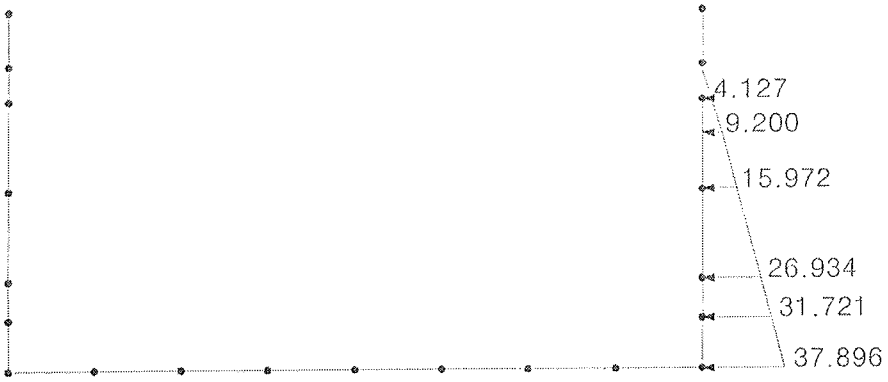
4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



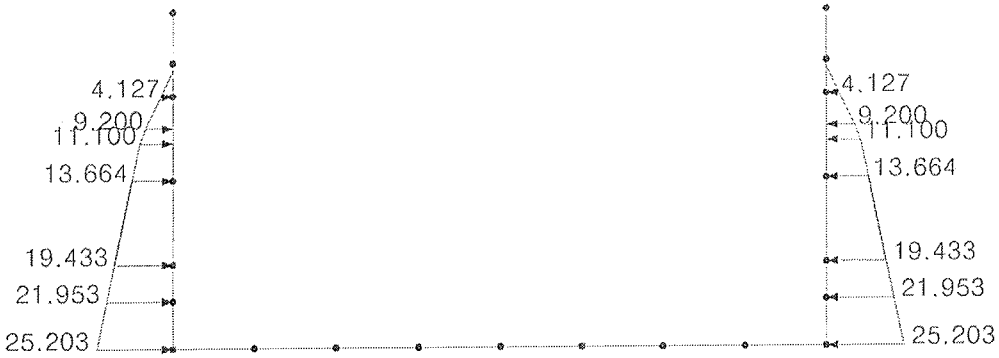
5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



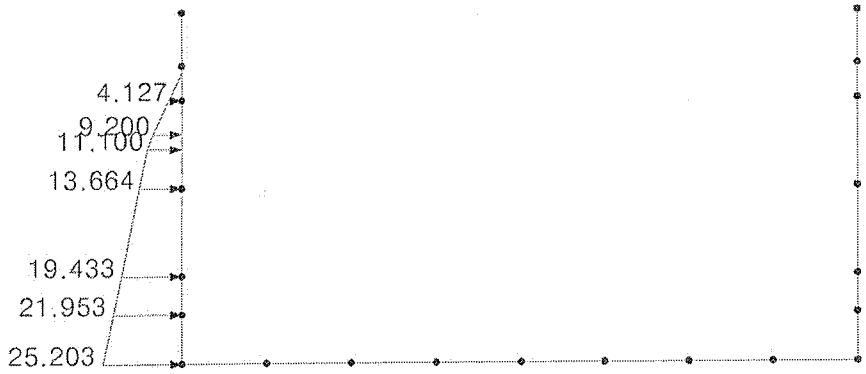
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



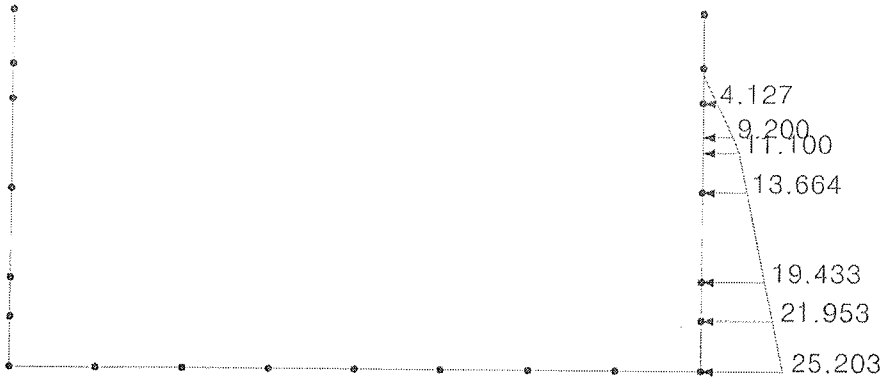
7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



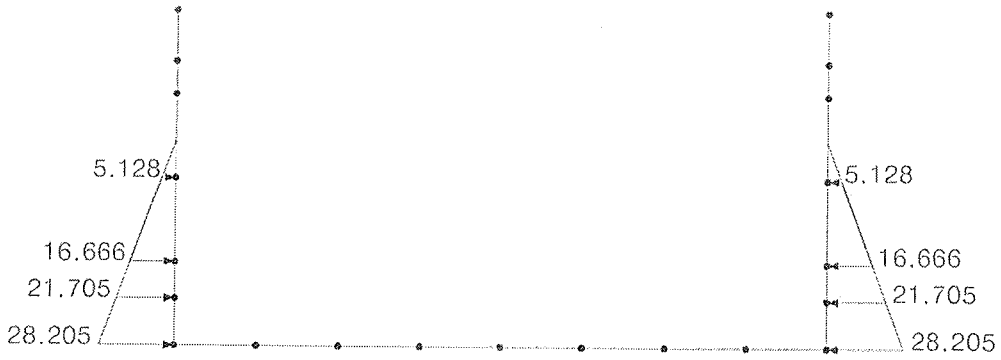
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



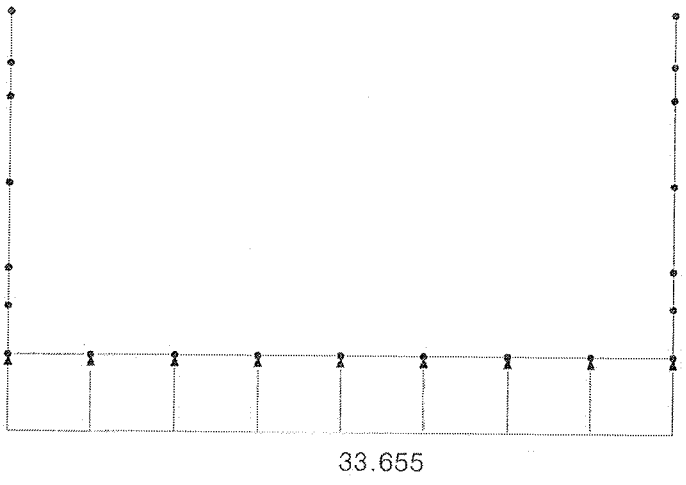
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



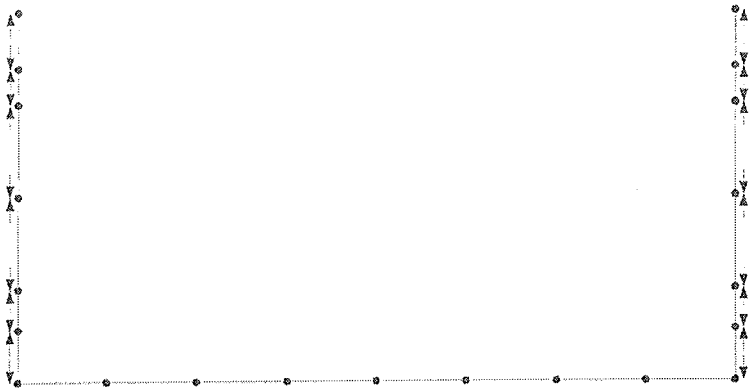
10) CASE10 - 수평수압(WATERH)



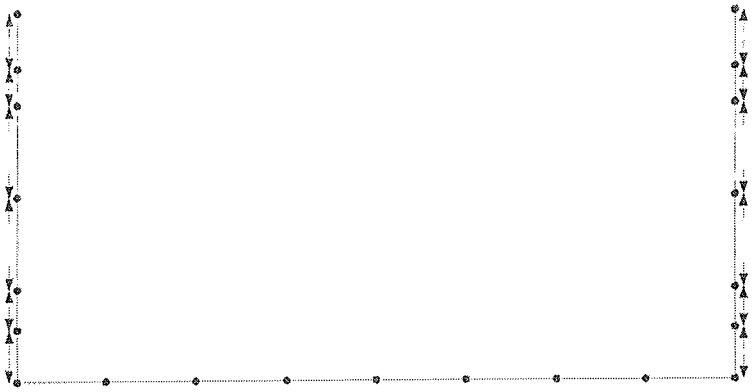
11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)



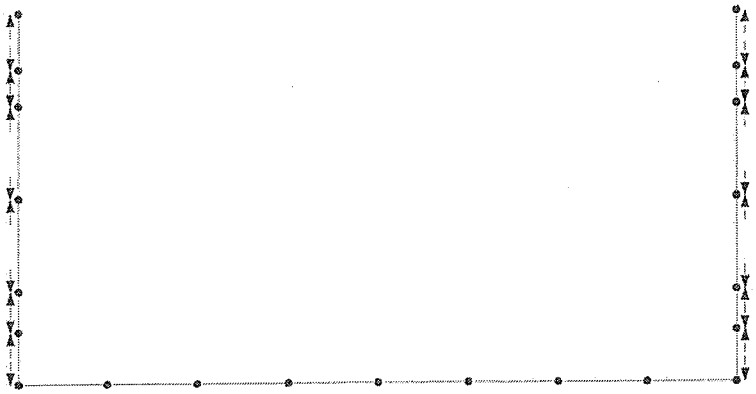
12) CASE12 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



13) CASE13 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

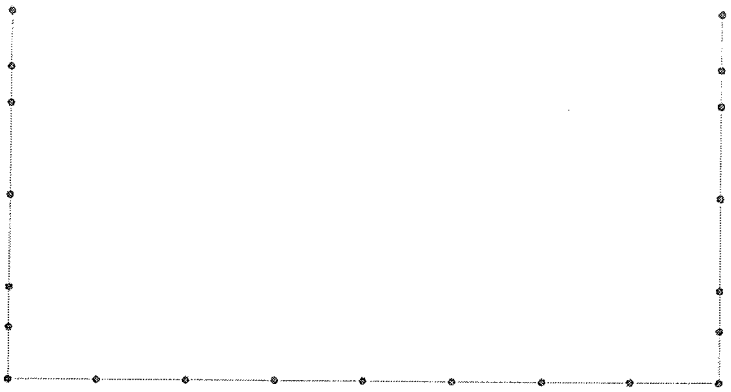


14) CASE14 - 건조수축 -15° C(SHRINK)



11. 하중 재하 (기능수행)

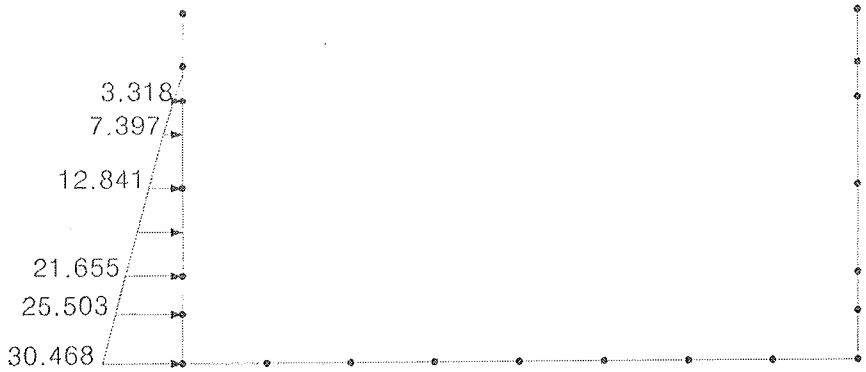
1) CASE1 - 구체자중(SW)



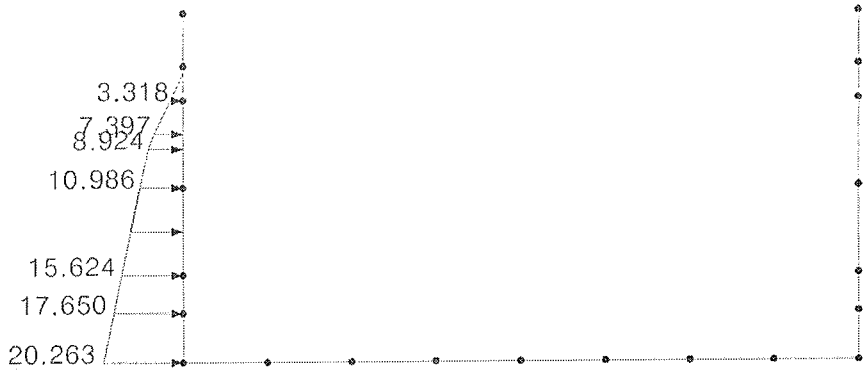
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



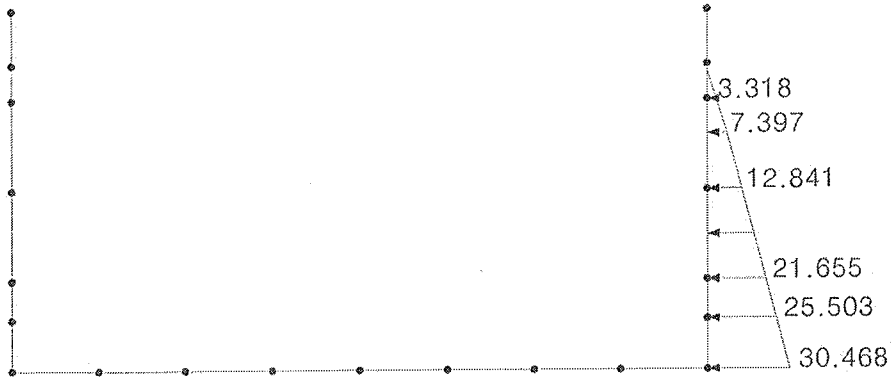
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



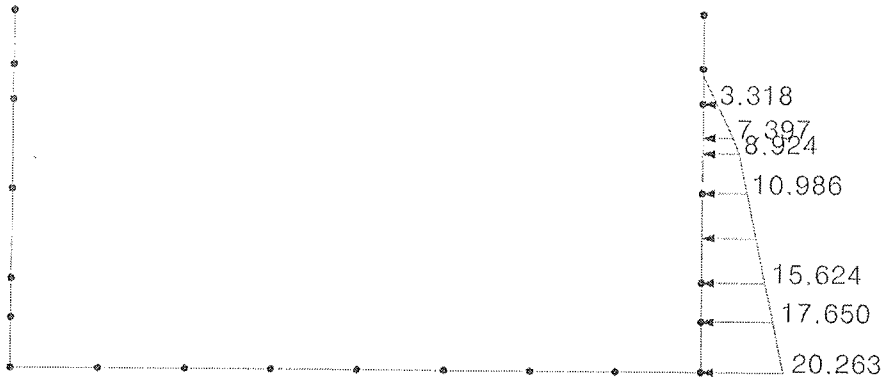
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



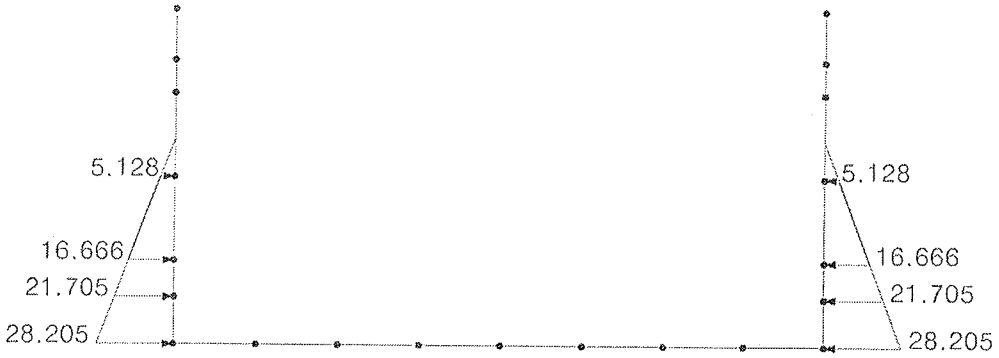
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



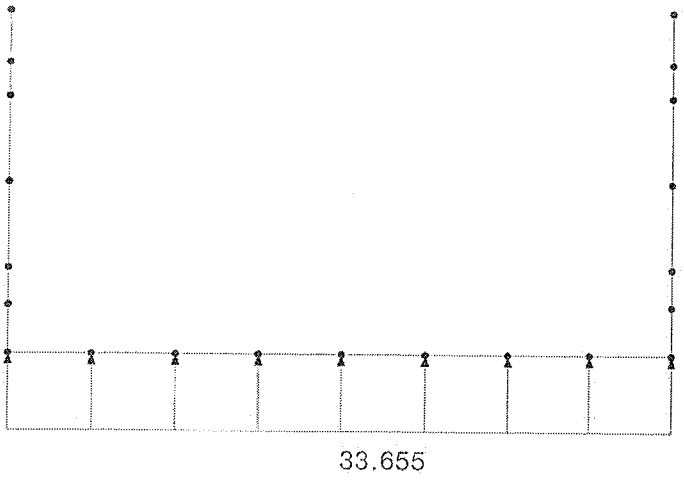
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



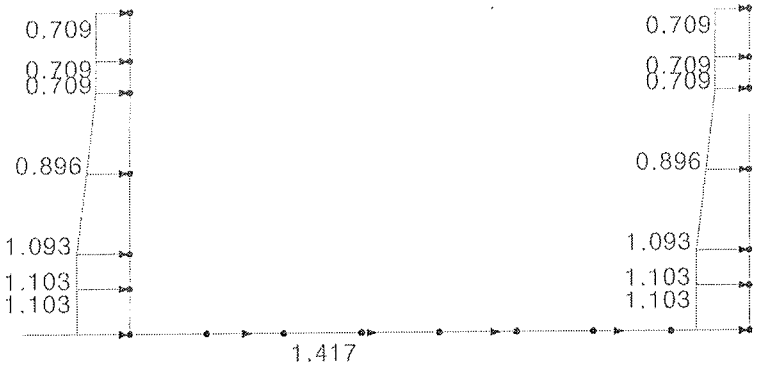
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



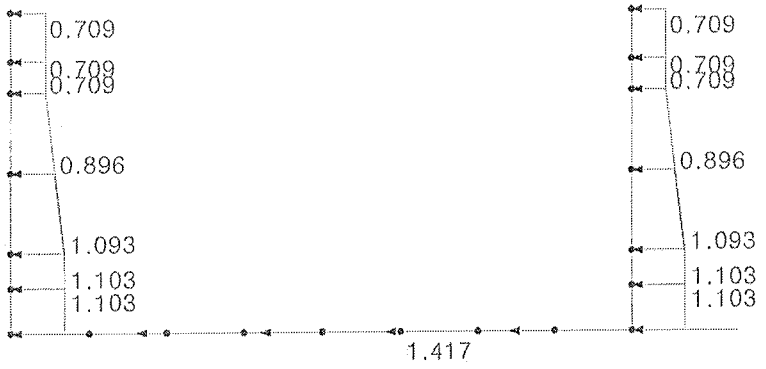
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

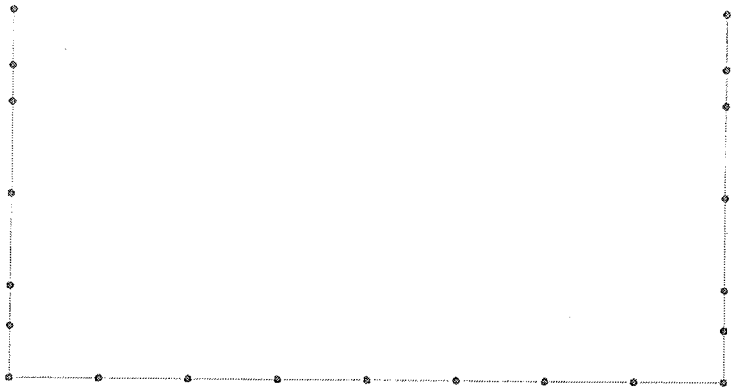


10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)



12. 하중 재하 (붕괴방지)

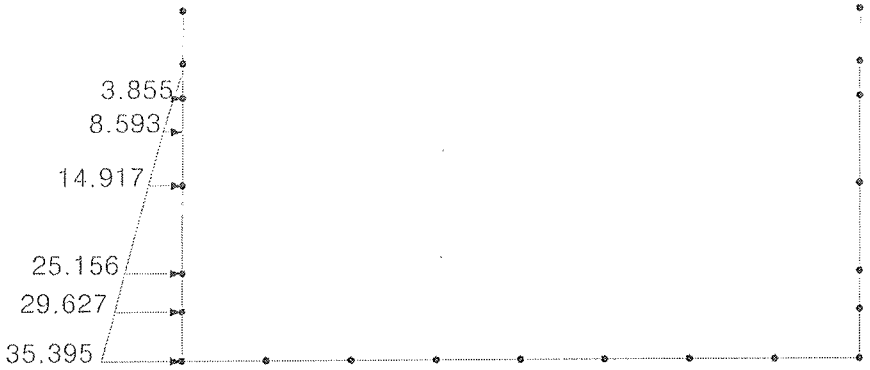
1) CASE1 - 구체자중(SW)



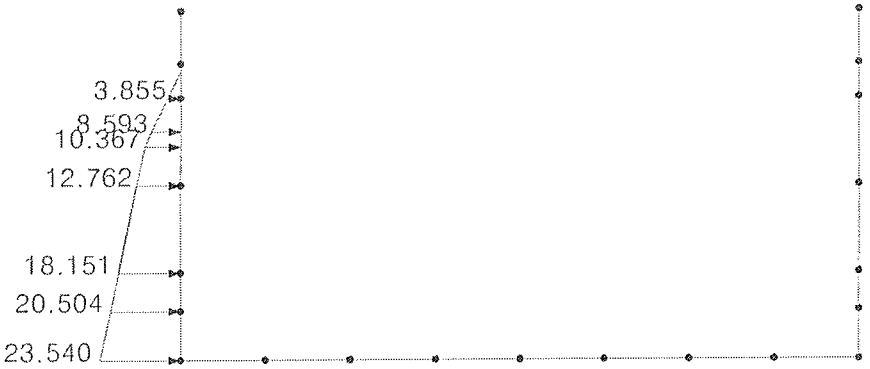
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



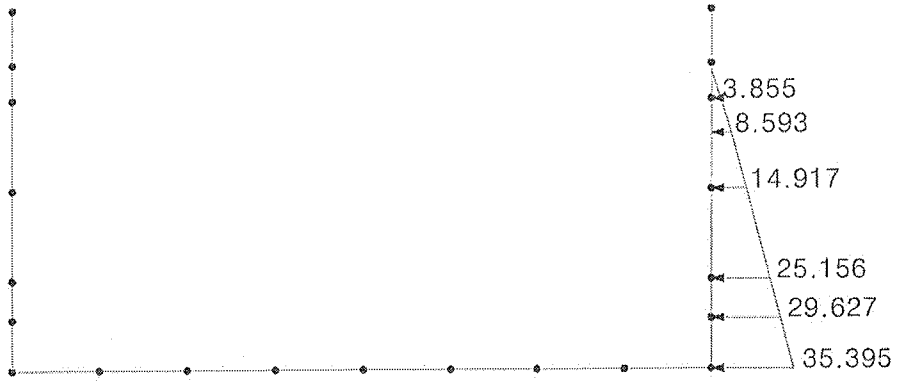
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



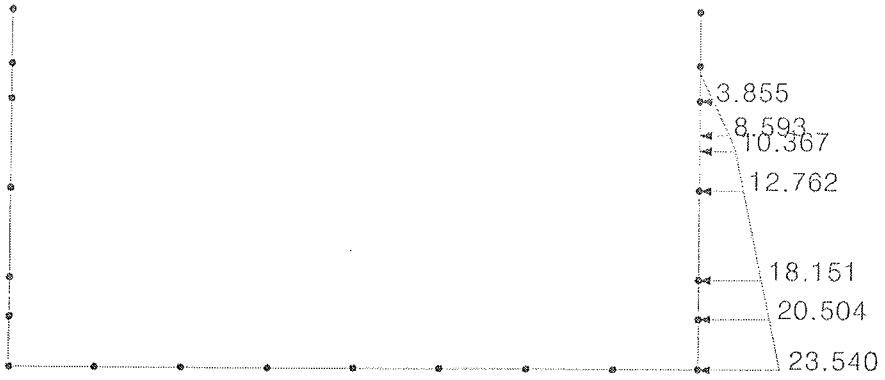
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



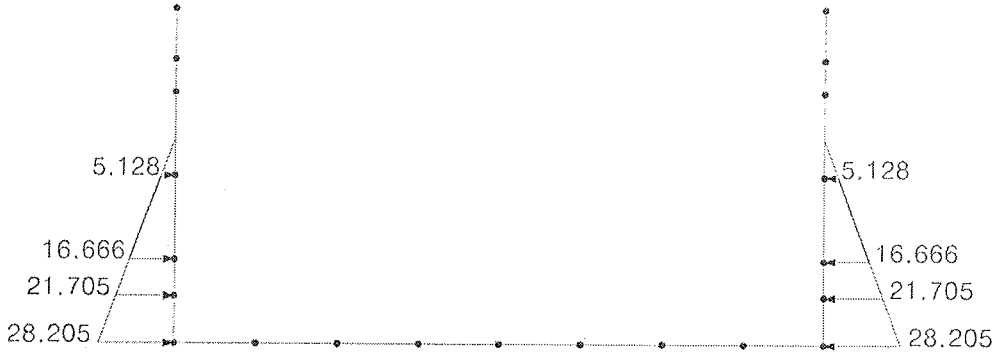
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



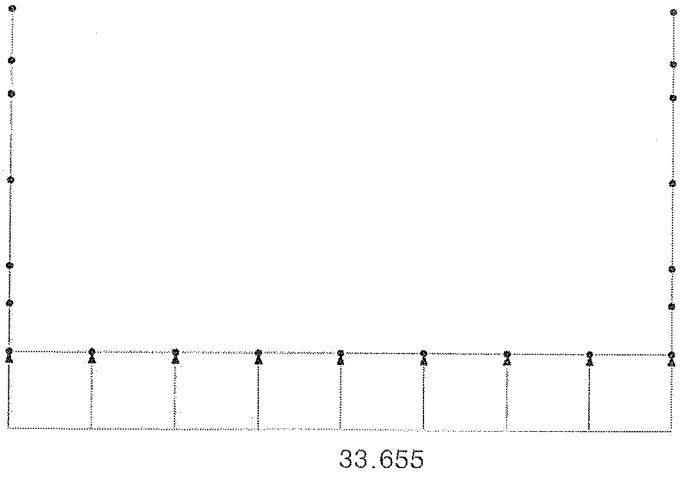
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



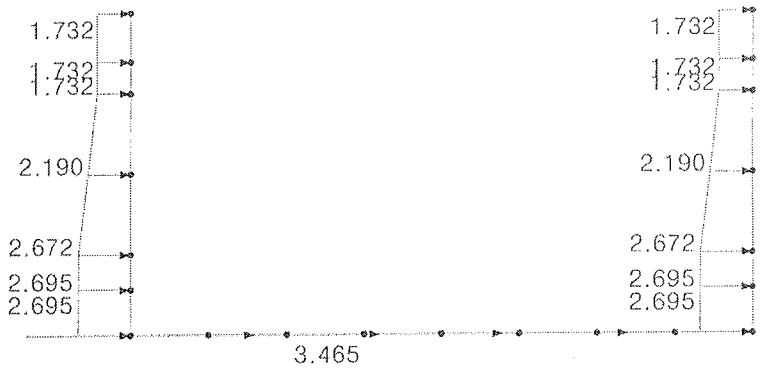
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



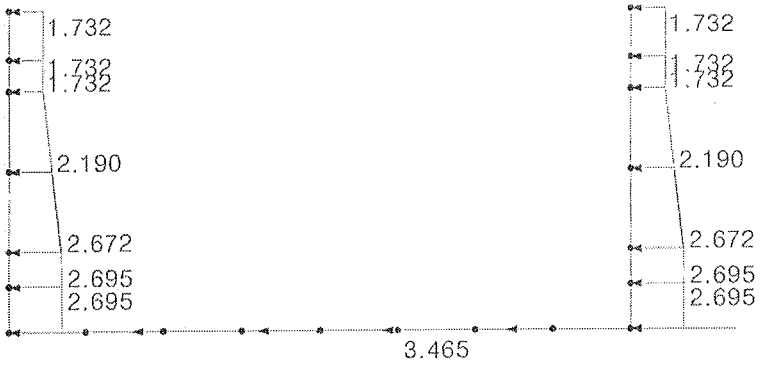
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.700 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.600	●
LC7	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.600	●
LC8	0.900	0.900		1.600		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	●

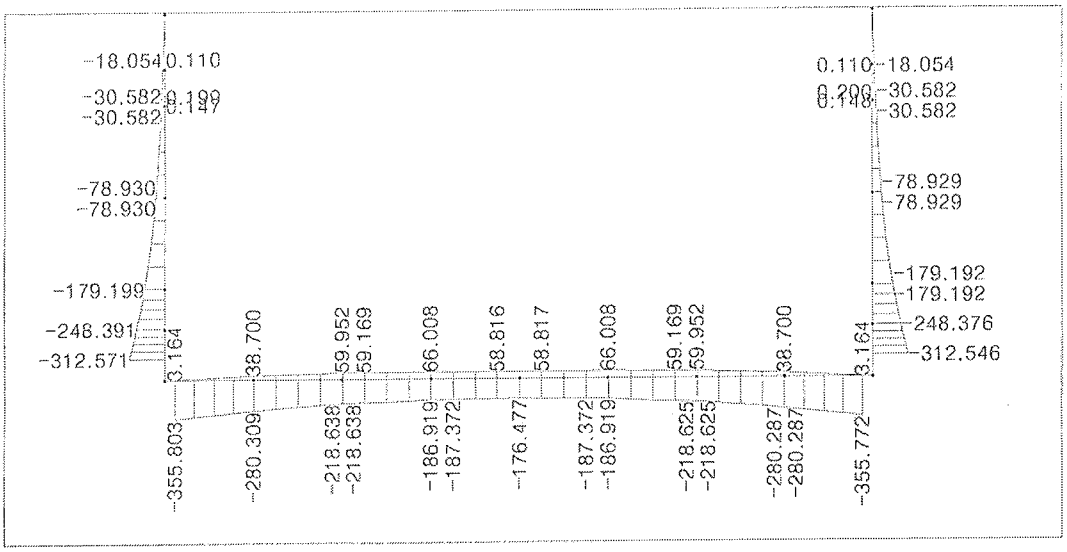
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.400	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.400	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.400	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.400	●

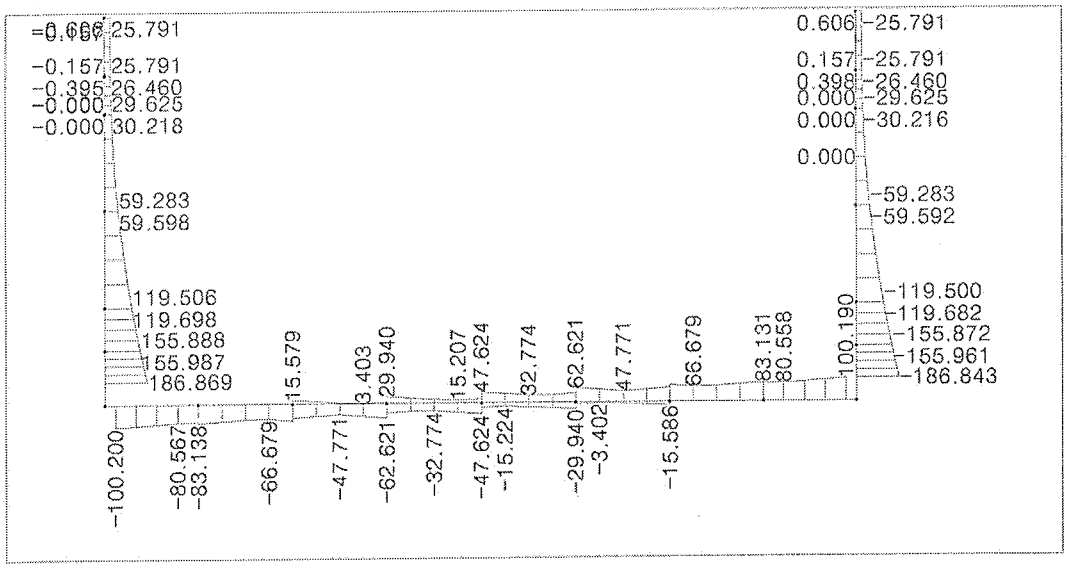
14. 단면력정리

14.1 상시

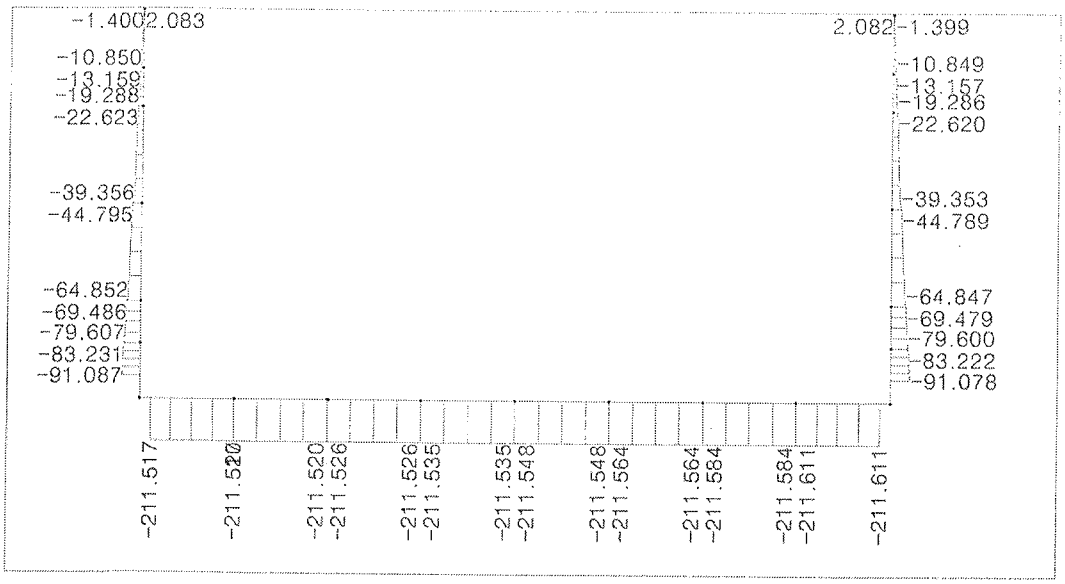
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



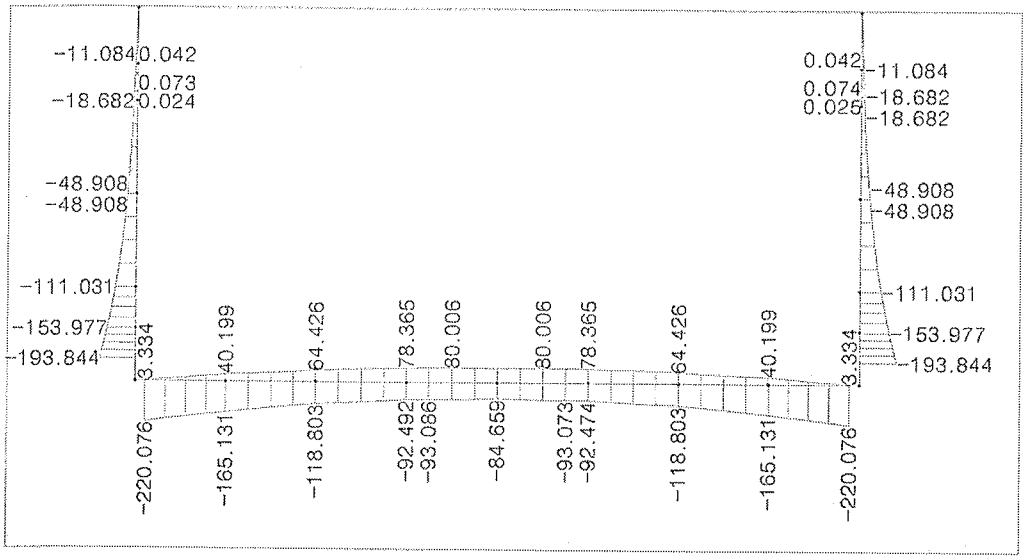
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

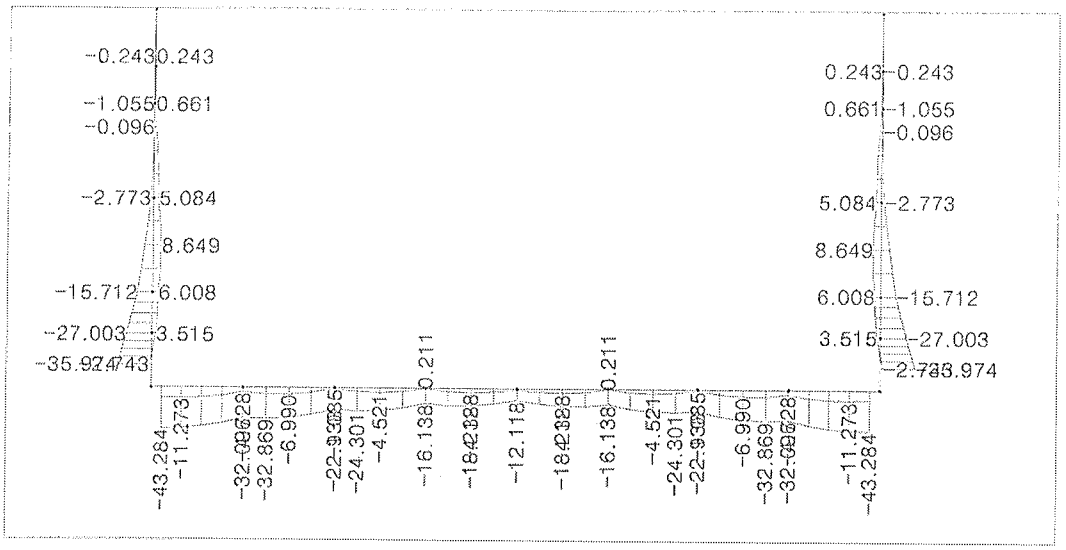


5) 단면력 정리

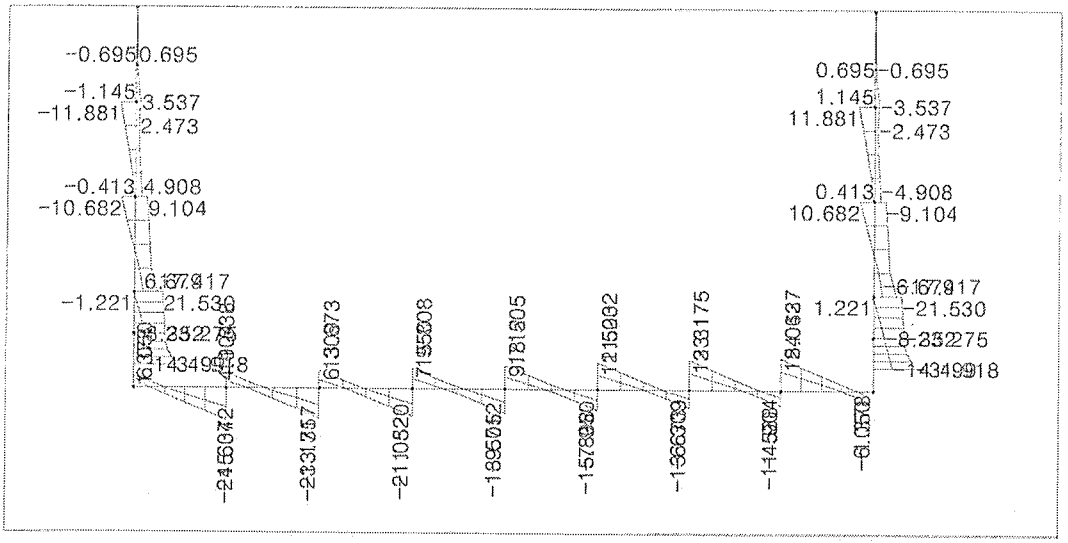
구분	위 치			계수하중			사용하중	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력	모멘트			
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	355.80	81.80	211.52	220.08	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	2	66.01	62.62	211.53	78.37	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	3	186.92	62.62	211.53	92.49	1000.00	900.00	
		우측	4	355.77	81.79	211.61	220.08	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	147.36	101.51	59.43	91.27	1000.00	635.82	
		하부	6	312.57	128.74	91.09	193.84	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	147.36	101.56	59.43	91.27	1000.00	648.22	
		하부	8	312.55	128.71	91.08	193.84	1000.00	700.00	

14.2 지진시(기능수행)

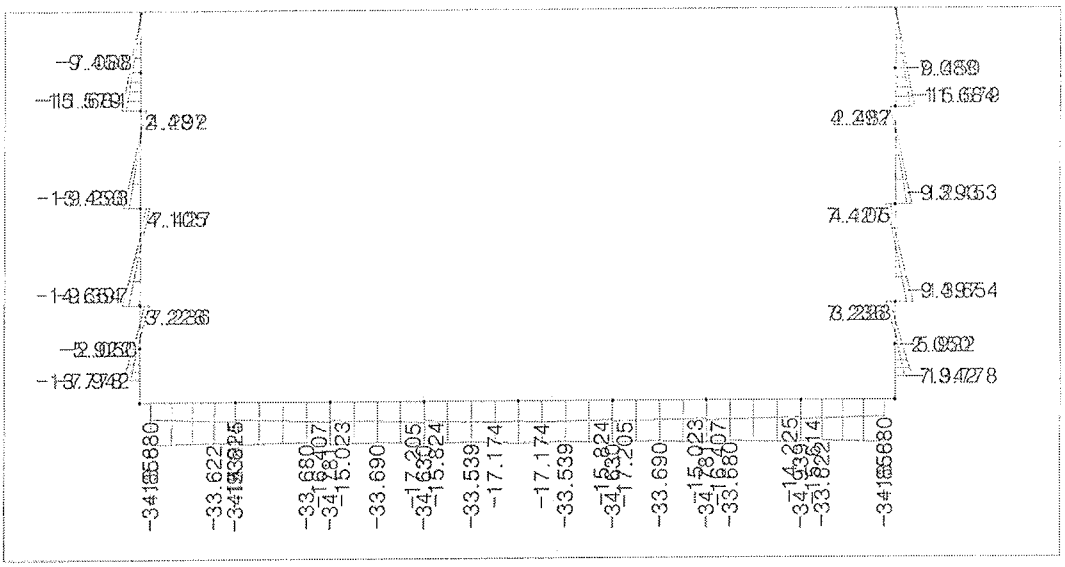
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

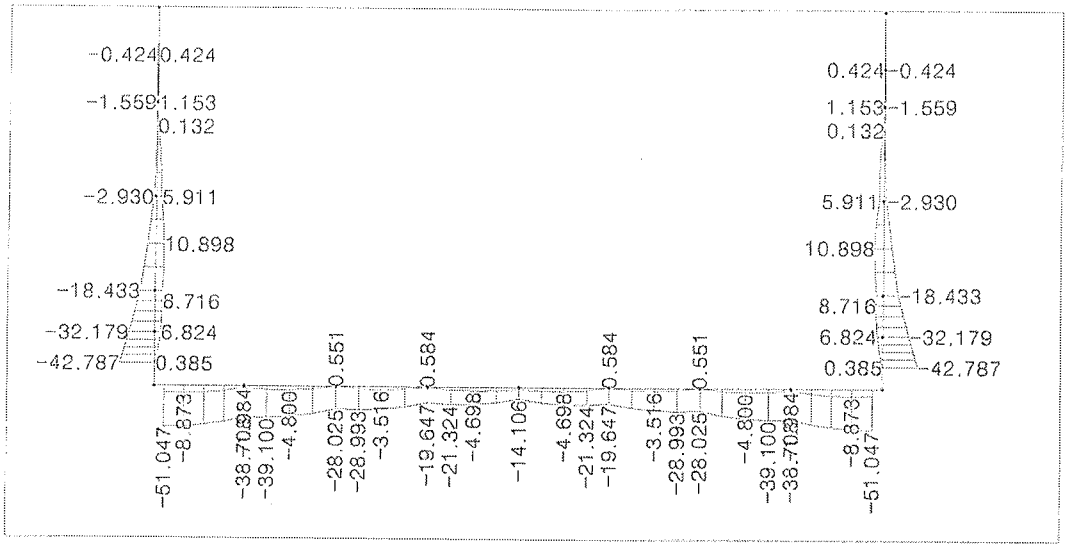


4) 단면력 정리

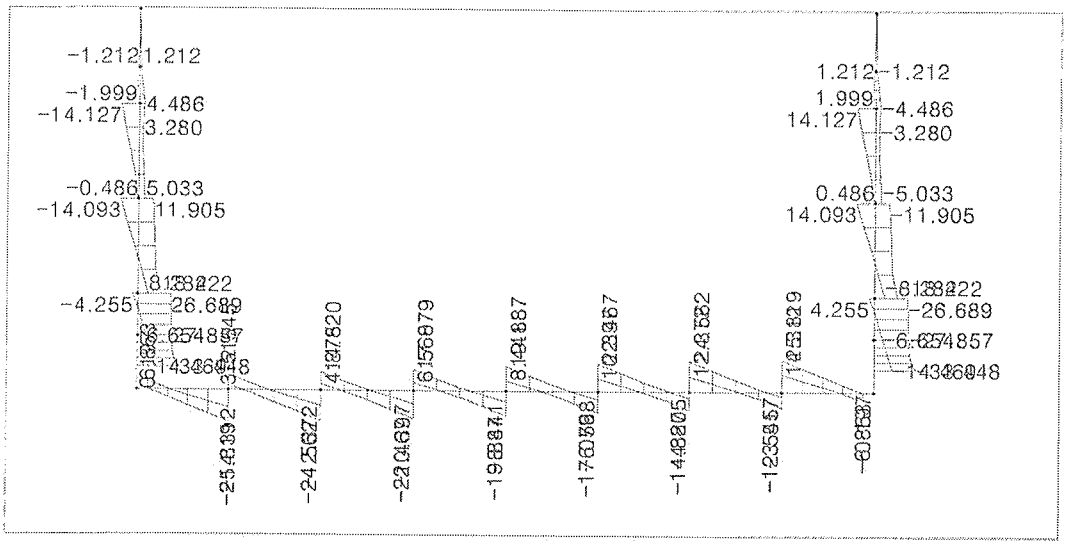
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	43.28	10.19	34.86	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	2	0.21	21.03	34.35	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	3	16.14	21.03	34.35	1000.00	900.00	
		우측	4	43.28	10.19	34.86	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	12.03	12.26	9.28	1000.00	635.82	
		하부	6	35.97	22.00	13.85	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	12.03	12.27	9.23	1000.00	648.22	
		하부	8	35.97	21.99	13.78	1000.00	700.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

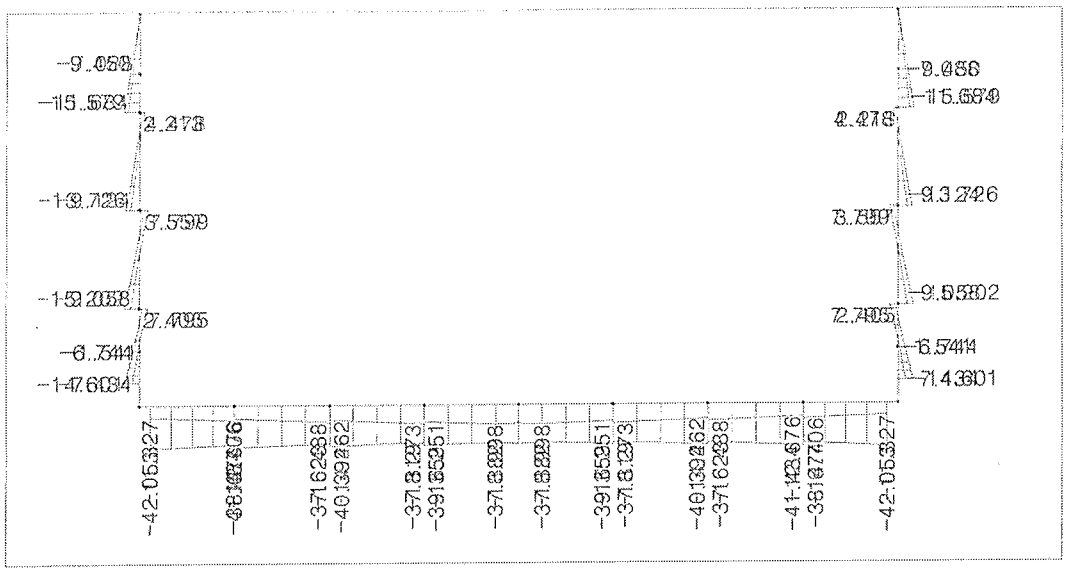
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	51.05	11.20	42.06	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	2	0.58	22.47	37.32	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	3	19.65	22.47	37.32	1000.00	900.00	
		우측	4	51.05	11.20	42.05	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	14.24	14.18	9.83	1000.00	635.82	
		하부	6	42.79	27.00	14.67	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	14.24	14.19	9.78	1000.00	648.22	
		하부	8	42.79	27.00	14.60	1000.00	700.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-355.80	-	-51.05	-43.28	-355.80	
		중앙부 (상면)	2	66.01	-	0.58	0.21	66.01	
		중앙부 (하면)	3	-186.92	-	-19.65	-16.14	-186.92	
		우측	4	-355.77	-	-51.05	-43.28	-355.77	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-147.36	-	-14.24	-12.03	-147.36	
		하부	6	-312.57	-	-42.79	-35.97	-312.57	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-147.36	-	-14.24	-12.03	-147.36	
		하부	8	-312.55	-	-42.79	-35.97	-312.55	

2) 전단력 (kN)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-81.80	-	11.20	10.19	-81.80	
		중앙부 (상면)	2	-62.62	-	-22.47	-21.03	-62.62	
		중앙부 (하면)	3	-62.62	-	-22.47	-21.03	-62.62	
		우측	4	81.79	-	-11.20	-10.19	81.79	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	101.51	-	14.18	12.26	101.51	
		하부	6	128.74	-	27.00	22.00	128.74	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-101.56	-	-14.19	-12.27	-101.56	
		하부	8	-128.71	-	-27.00	-21.99	-128.71	

3) 축력 (kN)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-211.52	-	-42.06	-34.86	-211.52	
		중앙부 (상면)	2	-211.53	-	-37.32	-34.35	-211.53	
		중앙부 (하면)	3	-211.53	-	-37.32	-34.35	-211.53	
		우측	4	-211.61	-	-42.05	-34.86	-211.61	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-59.43	-	-9.83	-9.28	-59.63	
		하부	6	-91.09	-	-14.67	-13.85	-91.42	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-59.43	-	-9.78	-9.23	-59.43	
		하부	8	-91.08	-	-14.60	-13.78	-91.08	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-220.08	-	-	-	-220.08	
		중앙부 (상면)	2	78.37	-	-	-	78.37	
		중앙부 (하면)	3	-92.49	-	-	-	-92.49	
		우측	4	-220.08	-	-	-	-220.08	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-91.27	-	-	-	-91.27	
		하부	6	-193.84	-	-	-	-193.84	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-91.27	-	-	-	-91.27	
		하부	8	-193.84	-	-	-	-193.84	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	800	355.80	679.37	1327.29	H29 - 4.0EA	2569.60	1.91
		중앙부(상면)	2	1000	820	66.01	219.61	237.36	H16 - 4.0EA	794.40	3.33
		중앙부(하면)	2	1000	800	186.92	307.82	692.43	H19 - 4.0EA	1146.00	1.65
		우측	3	1000	800	355.77	679.37	1327.17	H29 - 4.0EA	2569.60	1.91
		우측(배수구단면)	3	1000	676	304.73	483.67	1594.50	H29 - 4.0EA	2569.60	1.59
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	536	147.36	448.56	819.82	H29 - 4.0EA	2569.60	3.04
		하부	5	1000	600	312.57	504.63	1567.92	H29 - 4.0EA	2569.60	1.61
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	548	147.36	459.40	800.76	H29 - 4.0EA	2569.60	3.12
		하부	7	1000	600	312.55	504.63	1567.79	H29 - 4.0EA	2569.60	1.61

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	519.6	81.8	595.64	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		중앙부	2	532.6	62.6	610.53	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측	3	519.6	81.8	595.64	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측(배수구단면)	3	374.1	83.4	483.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	348.0	101.5	398.94	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	5	389.7	128.7	446.73	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	356.1	101.6	408.17	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	7	389.7	128.7	446.73	1.00	-	H13	400	126.70	O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	800.00	100.00	355.80	81.80

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 52.689) / 52.689 = 0.04255

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1327.288 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.936]

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00321

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (800.00 - a/2) = 679.367 kN.m

≥ Mu (= 355.803 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.909]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

≥ Vu (= 81.796 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	66.01	62.62

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 16.289) / 16.289 = 0.14802

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 237.357 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.347]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00097

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (820.00 - a/2) = 219.609 kN.m

≥ Mu (= 66.008 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.327]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 62.621 kN), 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	800.00	100.00	186.92	62.62

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 23.499) / 23.499 = 0.09913

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 692.426 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.655]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00143

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 mm

ΦMn = 0.85 x 1146.000 x 400 x (800.00 - a/2) = 307.821 kN.m

≥ Mu (= 186.919 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.647]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

≥ Vu (= 62.621 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	800.00	100.00	355.77	81.79

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 52.689) / 52.689 = 0.04255

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1327.171 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.936]

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00321

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (800.00 - a/2) = 679.367 kN.m

≥ Mu (= 355.772 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.910]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

≥ Vu (= 81.788 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	676.0	576.0	100.0	304.7	83.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (576.00 - 52.689) / 52.689 = 0.02980

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1594.474 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.612]

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

수축온도철근비 = 0.00200

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

ρuse = As / bd = 0.00446

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (576.00 - a/2) = 483.666 kN.m

≥ Mu (= 304.729 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.587]

* 전단에 대한 검토 (d = 576.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 576.00 = 374.123 kN

≥ Vu (= 83.443 kN) , 전단보강 불필요.

■ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	635.82	535.82	100.00	147.36	101.51

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (535.82 - 52.689) / 52.689 = 0.02751

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 819.823 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.134]

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00480

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (535.82 - a/2) = 448.561 kN.m

≥ Mu (= 147.362 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.044]

* 전단에 대한 검토 (d = 535.82 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 535.82 = 348.024 kN

≥ Vu (= 101.510 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	312.57	128.74

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 52.689) / 52.689 = 0.03116

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1567.916 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.639]

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00428

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (600.00 - a/2) = 504.634 kN.m

≥ Mu (= 312.571 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.614]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 128.738 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	648.22	548.22	100.00	147.36	101.56

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (548.22 - 52.689) / 52.689 = 0.02821

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 800.757 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.209]

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00469

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (548.22 - a/2) = 459.396 kN.m

≥ Mu (= 147.357 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.118]

* 전단에 대한 검토 (d = 548.22 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 548.22 = 356.080 kN

≥ Vu (= 101.556 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	312.55	128.71

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 52.689) / 52.689 = 0.03116

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1567.788 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.639]

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00428

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (600.00 - a/2) = 504.634 kN.m

≥ Mu (= 312.546 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.615]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 128.714 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 중앙부_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 중앙부_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 676 × 0.0020 = 1352.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1352.0 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 × 676 × 1000 = 1014.00 ㎟ (≤1800)

∴ 1014.00 ㎟ ≤ 1986.000 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 637 × 0.0020 = 1274.09 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1274.086 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 637 x 1000 = 955.6 ㎟ (≤1800)

∴ 955.6 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 692 × 0.0020 = 1384.69 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1384.688 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 692 x 1000 = 1038.5 ㎟ (≤1800)

∴ 1038.5 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 637 × 0.0020 = 1274.09 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1274.086 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 637 x 1000 = 955.6 ㎟ (≤1800)

∴ 955.6 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

9) 우측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 692 × 0.0020 = 1384.69 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1384.688 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

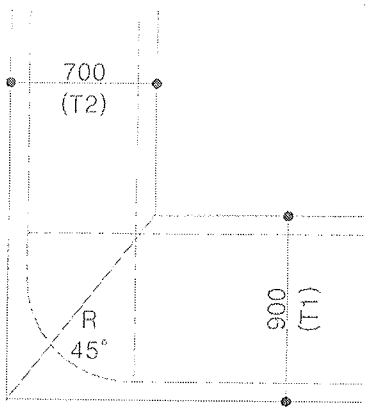
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 692 x 1000 = 1038.5 ㎟ (≤1800)

∴ 1038.5 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 220.076 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 220.076 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1140.175$ mm

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 220.08 \times 10^6}{1140.175^2 \times 1000} = 0.846 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 220.08 \times 10^6}{1140.175 \times 180} = 2144.659 \text{ mm}^2$$

$Asb = 0.000$ mm²

Req'd As = As - Asb
= 2144.659 mm² - 0.000 mm²
= 2144.659 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 4EA

∴ Total As = 2569.600 mm² > Req'd As (= 2144.659 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0009688 + \sqrt{(2 \times 0.0068 + (0.0068)^2)} = 0.110$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.110 /3 = 0.963

fs = Mo / (As x d x j) = 3334123.000 / (794.400 x 820.000 x 0.963)

= 5.313 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 5.313 x 794.400 = 4220.584 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0012813 + \sqrt{(2 \times 0.0090 + (0.0090)^2)} = 0.125$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.125 /3 = 0.958

fs = Mo / (As x d x j) = 3334123.000 / (794.400 x 620.000 x 0.958)

= 7.064 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 7.064 x 794.400 = 5611.943 N

- 보강철근량 산정

T = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ = fsa x AsT : 대각선 방향의 인장력

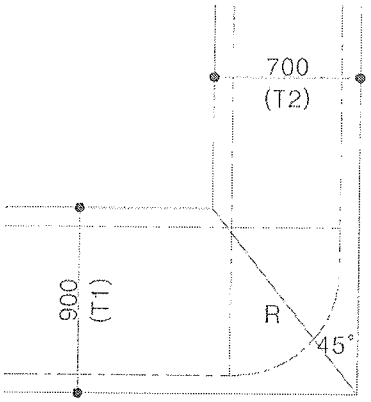
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ / fsa = $\sqrt{(4220.584^2 + 5611.943^2)}$ / 180.0

As = 39.011 ㎟

사용철근량 : H13 @ 1000, 2EA = 253.400 ㎟ ∴ O.K

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 220.076 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 220.076 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1140.175$ mm

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 220.08 \times 10^6}{1140.175^2 \times 1000} = 0.846 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 220.08 \times 10^6}{1140.175 \times 180} = 2144.659 \text{ mm}^2$$

Asb = 0.000 mm²

Req'd As = As - Asb
= 2144.659 mm² - 0.000 mm²
= 2144.659 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 4EA

∴ Total As = 2569.600 mm² > Req'd As (= 2144.659 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0009688 + √(2 x 0.0068 + (0.0068)²) = 0.110

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.110 /3 = 0.963

fs = Mo / (As x d x j) = 3334123.000 / (794.400 x 820.000 x 0.963)

= 5.313 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 5.313 x 794.400 = 4220.584 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0012813 + √(2 x 0.0090 + (0.0090)²) = 0.125

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.125 /3 = 0.958

fs = Mo / (As x d x j) = 3334123.000 / (794.400 x 620.000 x 0.958)

= 7.064 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 7.064 x 794.400 = 5611.943 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x AsT : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(4220.584² + 5611.943²) / 180.0

As = 39.011 ㎟

사용철근량 : H13 @ 1000, 2EA = 253.400 ㎟ ∴ O.K

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 250 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	800	H29 - 4.0EA	250	475.063	O.K	1.900
		중앙부 (상면)	2	820	H16 - 4.0EA	250	450.636	O.K	1.803
		중앙부 (하면)	2	800	H19 - 4.0EA	250	520.006	O.K	2.080
		우측	3	800	H29 - 4.0EA	250	475.063	O.K	1.900
		우측(배수 구단면)	3	676	H29 - 4.0EA	250	374.600	O.K	1.498
좌측벽체	1층	중앙부	4	536	H29 - 4.0EA	250	878.246	O.K	3.513
		하부	5	600	H29 - 4.0EA	250	367.351	O.K	1.469
우측벽체	1층	중앙부	6	548	H29 - 4.0EA	250	899.308	O.K	3.597
		하부	7	600	H29 - 4.0EA	250	367.351	O.K	1.469

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 220.076 x 1000000 / [2569.600 x (800.000 - 152.609/3)]

= 114.327 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2569.600/1000.0 + 7x2569.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x2569.600)]

= 152.609 mm

사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 114.33) - 2.5 x 85.50 = 475.06 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 114.33) = 551.05 mm

Sa는 작은 값인 475.06 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 475.06 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 78.365 x 1000000 / [794.400 x (820.000 - 90.098/3)]

= 124.874 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x794.400)]

= 90.098 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 124.87) - 2.5 x 72.00 = 450.64 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 124.87) = 504.51 mm

Sa는 작은 값인 450.64 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 450.64 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 중앙부_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 92.492 x 1000000 / [1146.000 x (800.000 - 105.554/3)]
= 105.527 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x1146.000)]
= 105.554 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 105.53) - 2.5 x 90.50 = 520.01 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 105.53) = 597.00 mm
Sa는 작은 값인 520.01 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 520.01 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 220.076 x 1000000 / [2569.600 x (800.000 - 152.609/3)]
= 114.327 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2569.600/1000.0 + 7x2569.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x2569.600)]
= 152.609 mm

사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 114.33) - 2.5 x 85.50 = 475.06 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 114.33) = 551.05 mm
Sa는 작은 값인 475.06 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 475.06 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 183.546 x 1000000 / [2569.600 x (576.000 - 127.081/3)]
= 133.854 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2569.600/1000.0 + 7x2569.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x576.0/(7x2569.600)]
= 127.081 mm

사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 133.85) - 2.5 x 85.50 = 374.58 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 133.85) = 470.66 mm
Sa는 작은 값인 374.58 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 374.58 mm) ∴ O.K

6) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 91.269 x 1000000 / [2569.600 x (535.818 - 122.010/3)]
= 71.734 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2569.600/1000.0 + 7x2569.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x535.8/(7x2569.600)]
= 122.010 mm

사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 71.73) - 2.5 x 85.50 = 884.06 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 71.73) = 878.25 mm
Sa는 작은 값인 878.25 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 878.25 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 193.844 x 1000000 / [2569.600 x (600.000 - 130.027/3)]
= 135.519 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2569.600/1000.0 + 7x2569.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x2569.600)]
= 130.027 mm

사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 135.52) - 2.5 x 85.50 = 367.35 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 135.52) = 464.88 mm
Sa는 작은 값인 367.35 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 367.35 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 91.269 x 1000000 / [2569.600 x (548.220 - 123.595/3)]
= 70.054 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2569.600/1000.0 + 7x2569.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x548.2/(7x2569.600)]
= 123.595 mm

사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 70.05) - 2.5 x 85.50 = 910.38 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 70.05) = 899.31 mm
Sa는 작은 값인 899.31 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 899.31 mm) ∴ O.K

9) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 193.844 x 1000000 / [2569.600 x (600.000 - 130.027/3)]

= 135.519 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2569.600/1000.0 + 7x2569.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x2569.600)]

= 130.027 mm

사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 135.52) - 2.5 x 85.50 = 367.35 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 135.52) = 464.88 mm

Sa는 작은 값인 367.35 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 367.35 mm) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

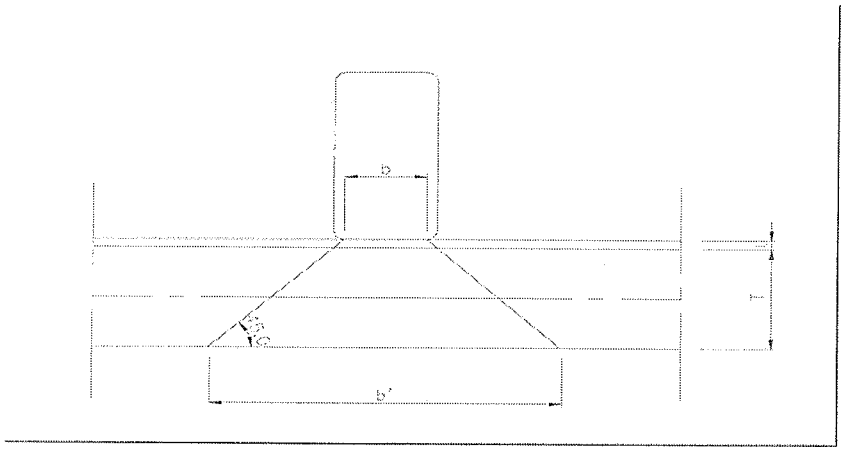
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 330.384 / 9.500 = 34.777 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

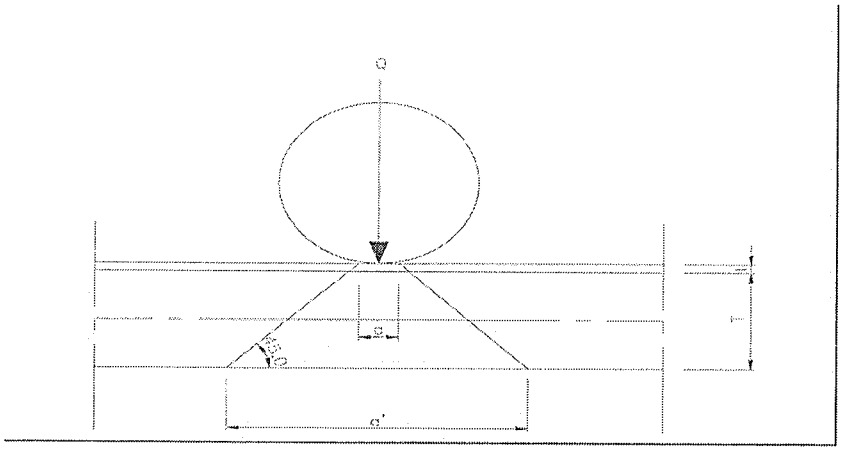


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 900 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.900 + 0.080) × cot 45°

= 2.460 m



a' = 0.200 + 2 × (0.900 + 0.080) × cot 45°

= 2.160 m

Qz = 96.0 / (2.460 × 2.160 = 18.067 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$Qmax = 34.78 + 1.84 + 18.07$

$= 54.684 \ kN/m^2$

2) 지반의 허용연직지지력

$Qa = 246.82 \ kN/m^2 \geq Qmax = 54.684 \ kN/m^2$ ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	9.500	×	0.900	×	25.000				=	213.750	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	4.166	×	25.000	×	2		=	93.735	kN/m
	:	0.250	×	3.466	×	25.000	/	2	× 2	=	21.663	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000				=	10.000	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.080	×	23.000				=	12.880	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	1.000	×	19.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	2.466	×	10.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	2.466	×	10.000	×	2		=	0.000	kN/m
									∴ Σ	=	352.028	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 1.000 \times 2.466 \times 19.000 + 2.466^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 352.028 + 0.000 = 352.028 kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 9.500 \times 3.366 \times 10.000$

$= 319.770$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 352.028 / 319.770$

$= 1.101 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -5.2 m (보링주상도 NABB-1 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	9.500	×	0.900	×	25.000					=	213.750	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	4.166	×	25.000	×	2			=	93.735	kN/m
	:	0.250	×	3.466	×	25.000	/	2	×	2	=	21.663	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000					=	10.000	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.080	×	23.000					=	12.880	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	5.200	×	19.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-1.734	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-1.734	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
									∴	Σ	=	352.028	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 5.200^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 5.200 \times -1.734 \times 19.000 + -1.734^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 352.028 + 0.000 = 352.028 kN/m

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하여 우기등의 특별한 경우를 대비 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{213.750}{9.500 \times 10.000 \times 1.100} = 2.045 \text{ m}$$

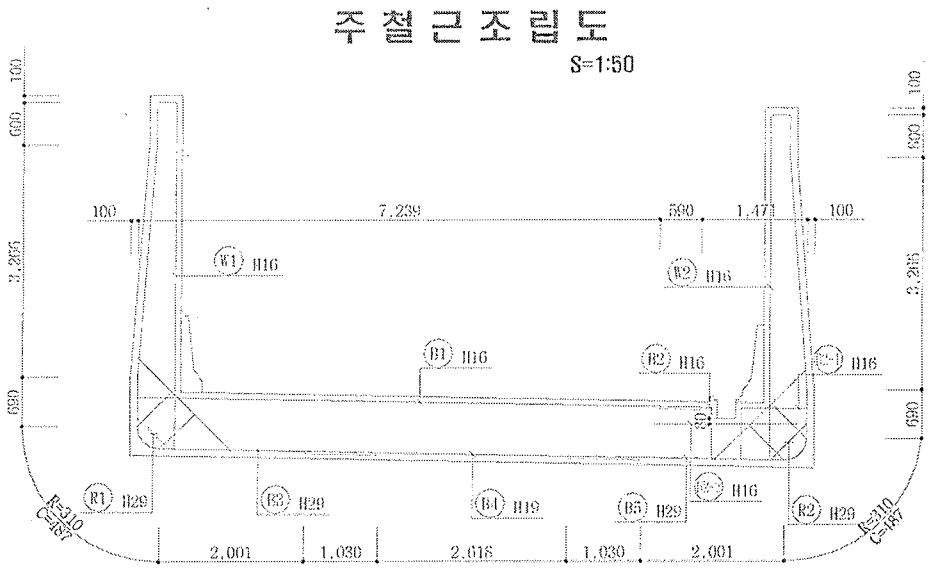
∴ 구조물 저면으로 부터 2.045 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{339.148}{9.500 \times 10.000 \times 1.100} = 3.245 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.245 m 이하유지

20. 주철근 조립도

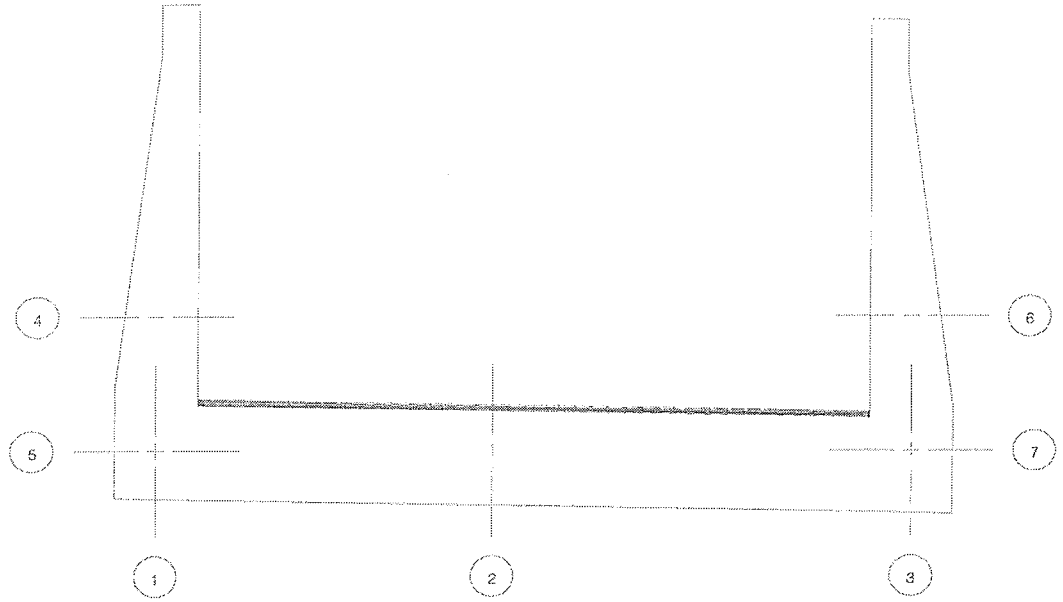

주 철 근 조 립 도
S=1:50
100
690
2,295
690
100
7,239
590
1,471
100
100
690
2,295
690
W1 H16
W2 H16
B1 H16
B2 H16
H16
H16
R1 H29
B3 H29
B4 H19
B5 H29
R2 H29
R=210
C=987
R=210
C=987
2,001
1,030
2,616
1,030
2,001

U7

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm^2		mm^2	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1100	626.35	941.47	1697.57	H29 - 4.0EA	2569.60	1.50
		중앙부	2	1000	1120	107.06	432.51	281.77	H19 - 4.0EA	1146.00	4.04
		우측	3	1000	1100	626.31	941.47	1697.44	H29 - 4.0EA	2569.60	1.50
		우측(배수구단면)	3	1000	976	542.20	745.77	1854.70	H29 - 4.0EA	2569.60	1.38
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	774	250.70	656.69	963.05	H29 - 4.0EA	2569.60	2.62
		하부	5	1000	900	546.83	766.73	1819.06	H29 - 4.0EA	2569.60	1.40
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	795	250.70	675.24	936.77	H29 - 4.0EA	2569.60	2.69
		하부	7	1000	900	546.79	766.73	1818.95	H29 - 4.0EA	2569.60	1.40

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	2	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측	3	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측 (배수구단면)	3	1952.0	1986.0	O.K	1464.0	1986.0	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	1752.3	1986.0	O.K	1314.2	1986.0	O.K
		하부	5	1800.0	1986.0	O.K	1450.9	1986.0	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	1752.3	1986.0	O.K	1314.2	1986.0	O.K
		하부	7	1800.0	1986.0	O.K	1450.9	1986.0	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm^2		mm	mm^2	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	714.5	109.8	714.47	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	2	727.5	85.8	727.46	-	-	-	-	-	O.K
		우측	3	714.5	109.8	714.47	-	-	-	-	-	O.K
		우측 (배수구단면)	3	569.0	125.2	735.46	-	-	-	-	-	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	502.8	157.1	502.76	-	-	-	-	-	O.K
		하부	5	584.6	177.1	584.57	-	-	-	-	-	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	516.5	157.1	516.55	-	-	-	-	-	O.K
		하부	7	584.6	177.1	584.57	-	-	-	-	-	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 250 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1100	H29 - 4.0EA	250	328.592	O.K	1.31
		중앙부	2	1120	H19 - 4.0EA	250	732.548	O.K	2.93
		우측	3	1100	H29 - 4.0EA	250	328.592	O.K	1.31
		우측(배수 구단면)	3	976	H29 - 4.0EA	250	294.600	O.K	1.18
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	774	H29 - 4.0EA	250	727.592	O.K	2.91
		하부	5	900	H29 - 4.0EA	250	289.783	O.K	1.16
우측 벽체	1 층	중앙부	6	795	H29 - 4.0EA	250	754.208	O.K	3.02
		하부	7	900	H29 - 4.0EA	250	289.782	O.K	1.16

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지하차도 (내공 : 8.1M × 5.098M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트(ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

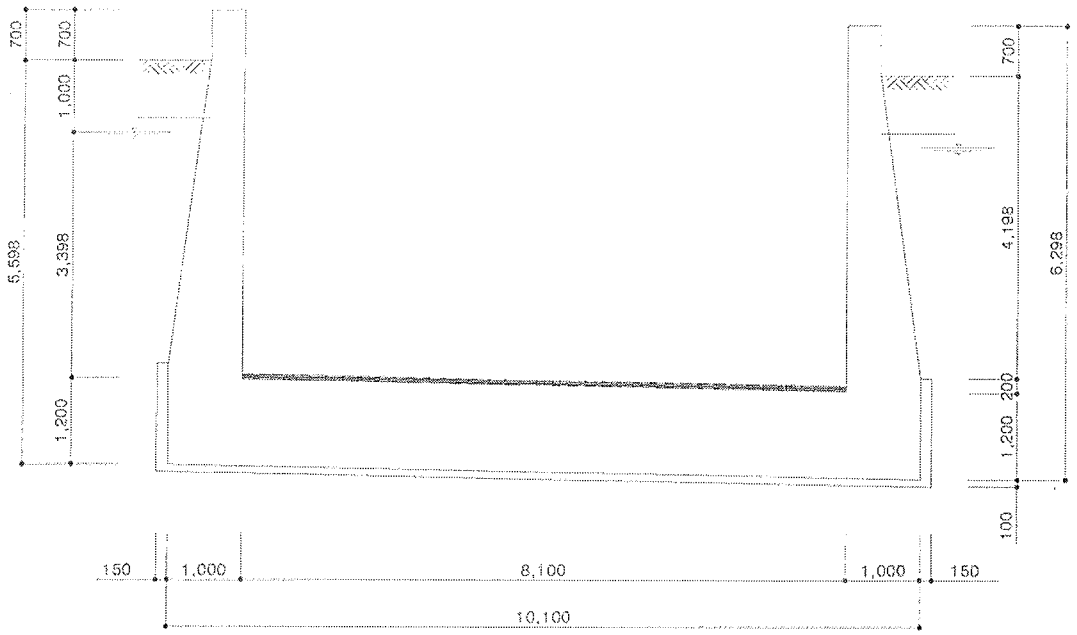
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준·해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


700
700
1,000
3,398
5,598
1,200
700
4,198
6,298
200
1,200
100
150
1,000
8,100
1,000
150
10,100

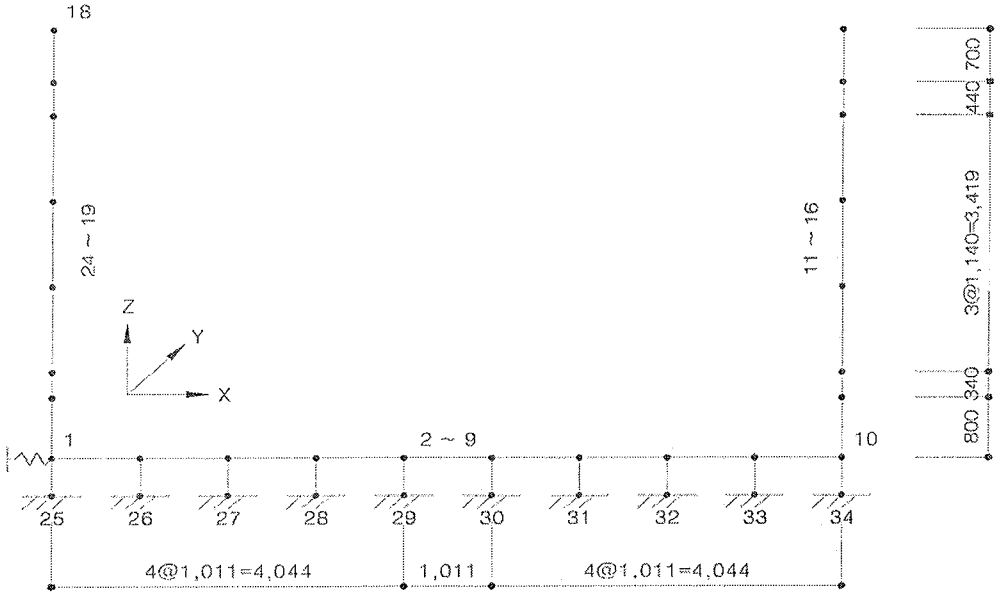
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

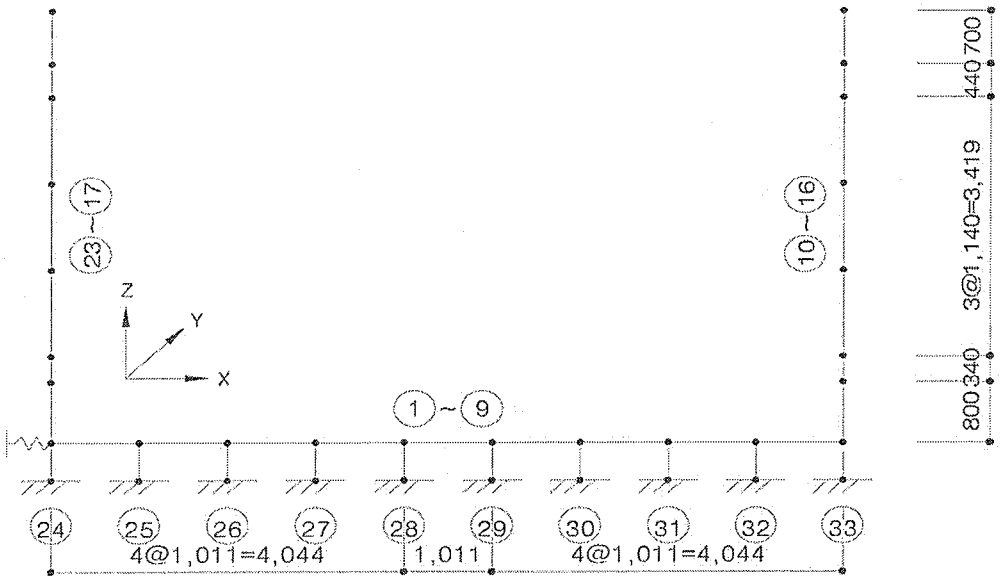
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	1.200 × 1.000 = 1.200	0.14400	1~9
7	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	15~18

NO	A (m^2)	I (m^4)	절 점
2	1.000 × 1.000 = 1.000	0.08333	10
3	0.994 × 1.000 = 0.994	0.08183	11.24
4	0.937 × 1.000 = 0.937	0.06850	12.23
5	0.745 × 1.000 = 0.745	0.03444	13.22
6	0.553 × 1.000 = 0.553	0.01409	14.21

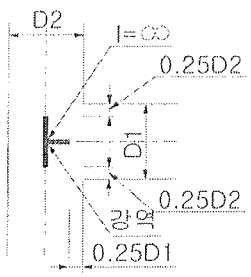
NO	Section(Tapper)	부 재
8	SEC 2 ~ 3	10
9	SEC 3 ~ 4	11
10	SEC 4 ~ 5	12
11	SEC 5 ~ 6	13
12	SEC 6 ~ 7	14
13	SEC 7 ~ 6	19
14	SEC 6 ~ 5	20
15	SEC 5 ~ 4	21
16	SEC 4 ~ 3	22
17	SEC 3 ~ 2	23

3) 단면좌표

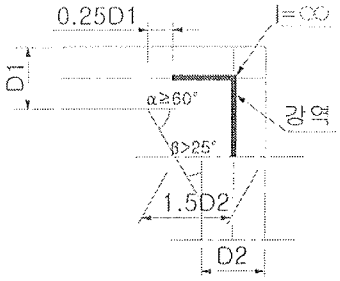
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	18	0.000	6.198
2	1.011	0.500	19	0.000	5.498
3	2.022	0.500	20	0.000	5.058
4	3.033	0.500	21	0.000	3.919
5	4.044	0.500	22	0.000	2.779
6	5.056	0.500	23	0.000	1.640
7	6.067	0.500	24	0.000	1.300
8	7.078	0.500	25	0.000	0.000
9	8.089	0.500	26	1.011	0.000
10	9.100	0.500	27	2.022	0.000
11	9.100	1.300	28	3.033	0.000
12	9.100	1.640	29	4.044	0.000
13	9.100	2.779	30	5.056	0.000
14	9.100	3.919	31	6.067	0.000
15	9.100	5.058	32	7.078	0.000
16	9.100	5.498	33	8.089	0.000
17	9.100	6.198	34	9.100	0.000

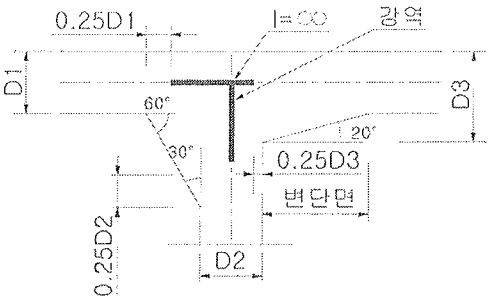
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 mm

(3) 10 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 mm

(4) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 mm

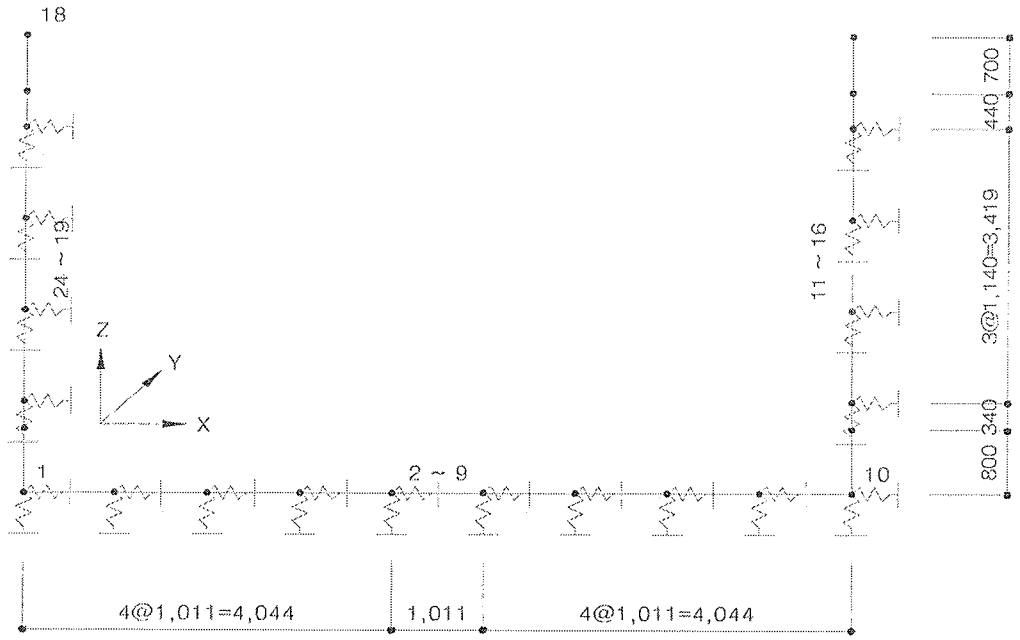
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

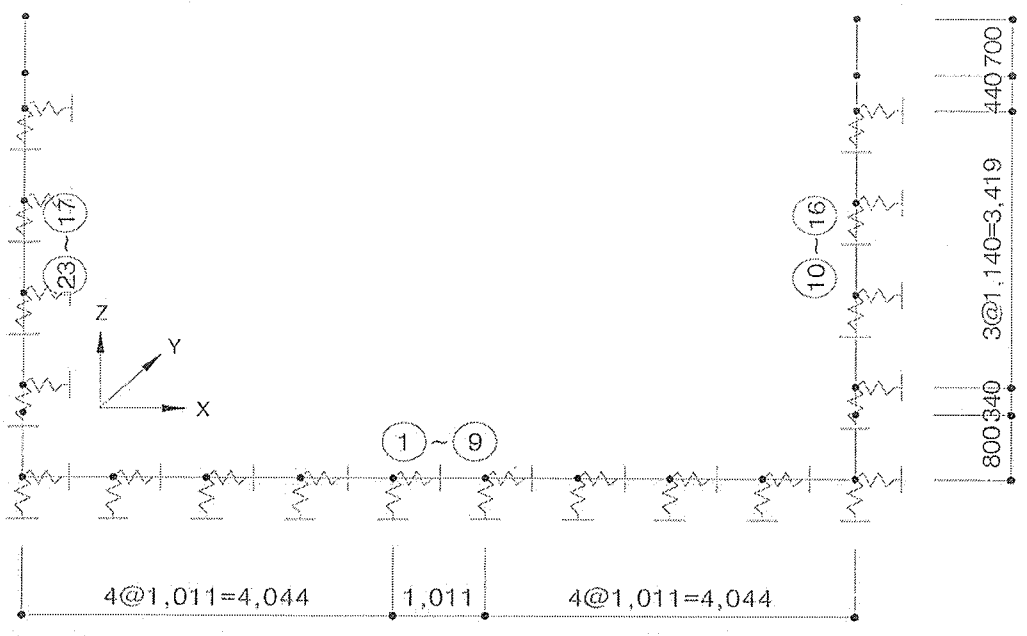
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	1.200 × 1.000 = 1.200	0.14400	1~9
7	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	15~18

NO	A (m^2)	I (m^4)	절 점
2	1.000 × 1.000 = 1.000	0.08333	10
3	0.994 × 1.000 = 0.994	0.08183	11,24
4	0.937 × 1.000 = 0.937	0.06850	12,23
5	0.745 × 1.000 = 0.745	0.03444	13,22
6	0.553 × 1.000 = 0.553	0.01409	14,21

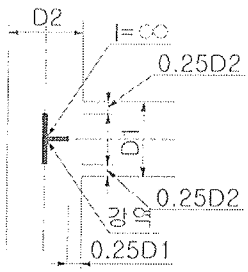
NO	Section(Tapper)	부 재
8	SEC 2 ~ 3	10
9	SEC 3 ~ 4	11
10	SEC 4 ~ 5	12
11	SEC 5 ~ 6	13
12	SEC 6 ~ 7	14
13	SEC 7 ~ 6	19
14	SEC 6 ~ 5	20
15	SEC 5 ~ 4	21
16	SEC 4 ~ 3	22
17	SEC 3 ~ 2	23

3) 단면좌표

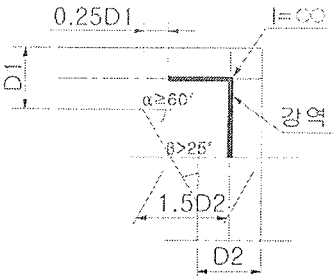
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	13	9.100	2.279
2	1.011	0.000	14	9.100	3.419
3	2.022	0.000	15	9.100	4.558
4	3.033	0.000	16	9.100	4.998
5	4.044	0.000	17	9.100	5.698
6	5.056	0.000	18	0.000	5.698
7	6.067	0.000	19	0.000	4.998
8	7.078	0.000	20	0.000	4.558
9	8.089	0.000	21	0.000	3.419
10	9.100	0.000	22	0.000	2.279
11	9.100	0.800	23	0.000	1.140
12	9.100	1.140	24	0.000	0.800

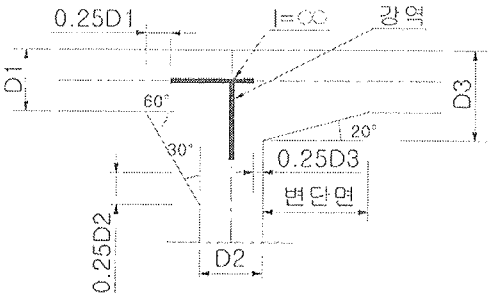
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 ㎜

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 ㎜

(3) 10 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 ㎜

(4) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 ㎜

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1.2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3.4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 28000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B = √(10.100 × 10.100 = 10.10 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 2800(= 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (10.100 / 0.3) $^{-3/4}$ = 6677.61 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절정
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.011/2) = 6715 kN/m	1.10
Kv2	Kv x (1.011/2 + 1.011/2) = 6752 kN/m	2~9
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	6

7. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 2

Eo = 28000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(10.100 × 10.100) = 10.100 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kv = 186666.670 × (10.100 / 0.3) $^{-3/4}$ = 13355.70 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 13355.700 = 4451.90 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(5.598 × 5.598) = 5.598 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (5.598 / 0.3) $^{-3/4}$ = 20792.67 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 20792.670 = 6930.89 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(5.598 × 5.598) = 5.598 m

Kho = 1 / 0.3 × α × = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (5.598 / 0.3)$^{-3/4}$ = 20792.67 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 20792.670 = 6930.89 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.140/2 + 1.140/2) = 23693 kN/m	12~15,20~23
Kss1	Kss x (1.140/2 + 1.140/2) = 7898 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.011/2 + 1.011/2) = 13504 kN/m	2~9
Ksb1	Ksb x (1.011/2 + 1.011/2) = 4501 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.011/2) = 13430 kN/m	1,10
Ksb1	Kh x (1.140/2 + 0.800/2) = 20164 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = 0.339 × 23.000 × 0.500 = 3.893 kN/m²
Wh2 = 3.893 + 0.462 × 23.000 × 0.500 = 9.200 kN/m²
Wh3 = 9.200 + 0.678 × 19.000 × 0.500 = 15.641 kN/m²
Wh4 = 15.641 + 1.140 × 19.000 × 0.500 = 26.466 kN/m²
Wh5 = 26.466 + 1.140 × 19.000 × 0.500 = 37.291 kN/m²
Wh6 = 37.291 + 0.340 × 19.000 × 0.500 = 40.517 kN/m²
Wh7 = 40.517 + 0.800 × 19.000 × 0.500 = 48.117 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = 0.339 × 23.000 × 0.500 = 3.893 kN/m²
Wh2 = 3.893 + 0.462 × 23.000 × 0.500 = 9.200 kN/m²
Wh3 = 9.200 + 0.200 × 19.000 × 0.500 = 11.100 kN/m²
Wh4 = 11.100 + 0.478 × 10.000 × 0.500 = 13.490 kN/m²
Wh5 = 13.490 + 1.140 × 10.000 × 0.500 = 19.188 kN/m²
Wh6 = 19.188 + 1.140 × 10.000 × 0.500 = 24.885 kN/m²
Wh7 = 24.885 + 0.340 × 10.000 × 0.500 = 26.583 kN/m²
Wh8 = 26.583 + 0.800 × 10.000 × 0.500 = 30.583 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

Ww1 = 0.478 × 10.000 = 4.780 kN/m²
Ww2 = 4.780 + 1.140 × 10.000 = 16.175 kN/m²
Ww3 = 16.175 + 1.140 × 10.000 = 27.570 kN/m²
Ww4 = 27.570 + 0.340 × 10.000 = 30.965 kN/m²
Ww5 = 30.965 + 0.800 × 10.000 = 38.965 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww6 = (5.598 - 1.000) × 10.000 = 45.975 kN/m²

6) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15\times10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0\times10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	7.465°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.154
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)).kv =	:	8.755

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

= 0.490

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	7.465°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.063
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)).kv =	:	3.605

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

= 0.425

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.339 × 23.000 × 0.490 = 3.815 kN/m²
Wh2 = 3.815 + 0.462 × 23.000 × 0.490 = 9.016 kN/m²
Wh3 = 9.016 + 0.678 × 19.000 × 0.490 = 15.328 kN/m²
Wh4 = 15.328 + 1.140 × 19.000 × 0.490 = 25.937 kN/m²
Wh5 = 25.937 + 1.140 × 19.000 × 0.490 = 36.546 kN/m²
Wh6 = 36.546 + 0.340 × 19.000 × 0.490 = 39.706 kN/m²
Wh7 = 39.706 + 0.800 × 19.000 × 0.490 = 47.154 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.339 × 23.000 × 0.425 = 3.309 kN/m²
Wh2 = 3.309 + 0.462 × 23.000 × 0.425 = 7.820 kN/m²
Wh3 = 7.820 + 0.678 × 19.000 × 0.425 = 13.295 kN/m²
Wh4 = 13.295 + 1.140 × 19.000 × 0.425 = 22.496 kN/m²
Wh5 = 22.496 + 1.140 × 19.000 × 0.425 = 31.698 kN/m²
Wh6 = 31.698 + 0.340 × 19.000 × 0.425 = 34.439 kN/m²
Wh7 = 34.439 + 0.800 × 19.000 × 0.425 = 40.899 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.339 × 23.000 × 0.490 = 3.815 kN/m²
Wh2 = 3.815 + 0.462 × 23.000 × 0.490 = 9.016 kN/m²
Wh3 = 9.016 + 0.200 × 19.000 × 0.490 = 10.878 kN/m²
Wh4 = 10.878 + 0.478 × 10.000 × 0.490 = 13.220 kN/m²
Wh5 = 13.220 + 1.140 × 10.000 × 0.490 = 18.804 kN/m²
Wh6 = 18.804 + 1.140 × 10.000 × 0.490 = 24.387 kN/m²
Wh7 = 24.387 + 0.340 × 10.000 × 0.490 = 26.051 kN/m²
Wh8 = 26.051 + 0.800 × 10.000 × 0.490 = 29.971 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.339 × 23.000 × 0.425 = 3.309 kN/m²
Wh2 = 3.309 + 0.462 × 23.000 × 0.425 = 7.820 kN/m²
Wh3 = 7.820 + 0.200 × 19.000 × 0.425 = 9.435 kN/m²
Wh4 = 9.435 + 0.478 × 10.000 × 0.425 = 11.466 kN/m²
Wh5 = 11.466 + 1.140 × 10.000 × 0.425 = 16.309 kN/m²
Wh6 = 16.309 + 1.140 × 10.000 × 0.425 = 21.152 kN/m²
Wh7 = 21.152 + 0.340 × 10.000 × 0.425 = 22.595 kN/m²
Wh8 = 22.595 + 0.800 × 10.000 × 0.425 = 25.995 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

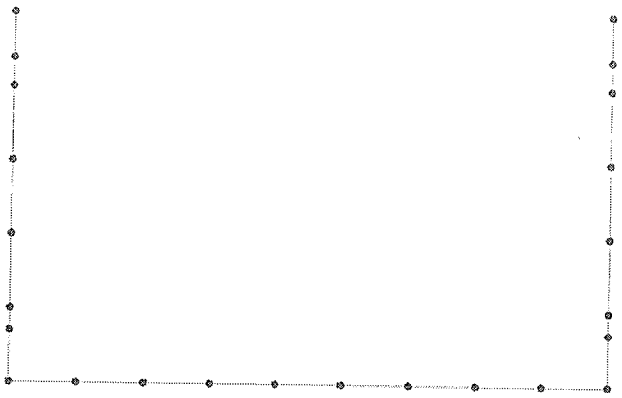
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.200×25.000×0.063 = 1.890	fb = 1.200×25.000×0.154 = 4.620

② 측벽

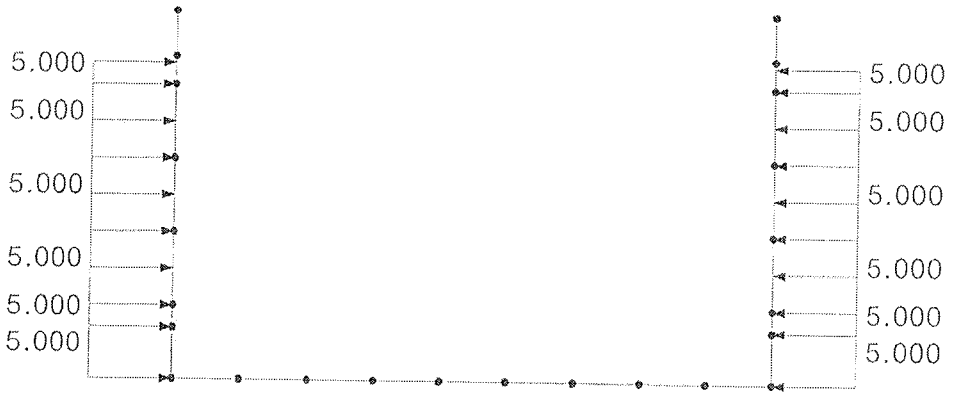
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f2 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f3 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f3 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f4 = 0.559×25.000×0.063 = 0.880	f4 = 0.559×25.000×0.154 = 2.152
f5 = 0.751×25.000×0.063 = 1.183	f5 = 0.751×25.000×0.154 = 2.891
f6 = 0.943×25.000×0.063 = 1.485	f6 = 0.943×25.000×0.154 = 3.630
f7 = 1.000×25.000×0.063 = 1.575	f7 = 1.000×25.000×0.154 = 3.850
f8 = 1.000×25.000×0.063 = 1.575	f8 = 1.000×25.000×0.154 = 3.850

10. 하 중 재 하 (상시)

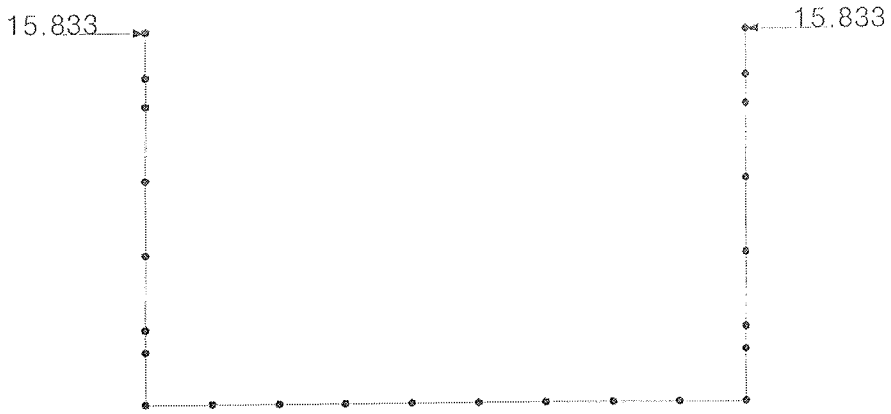
1) CASE1 - 구체자중(SW)



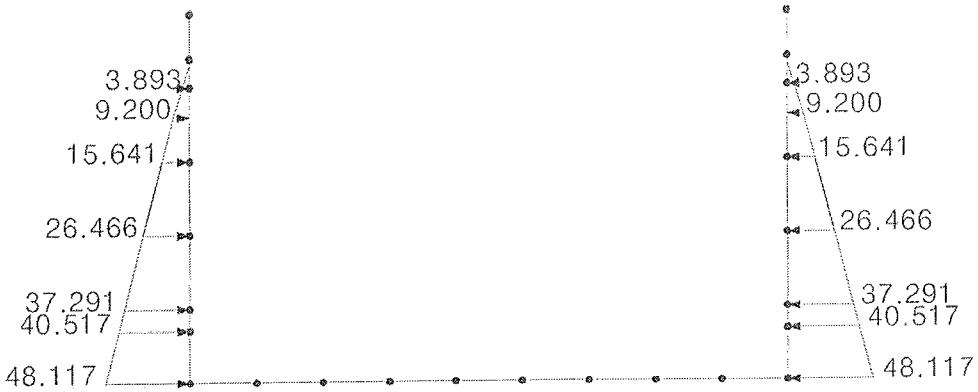
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



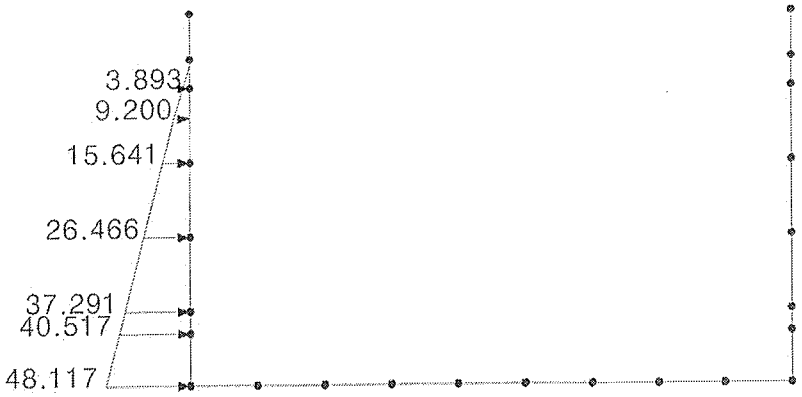
3) CASE3 - 충돌하중(CL)



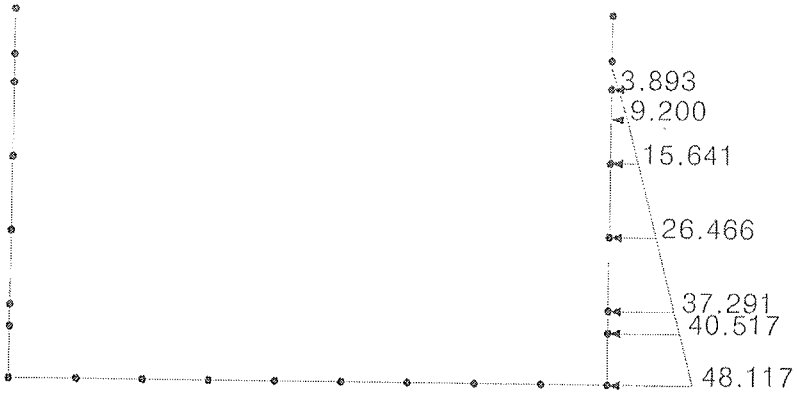
4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



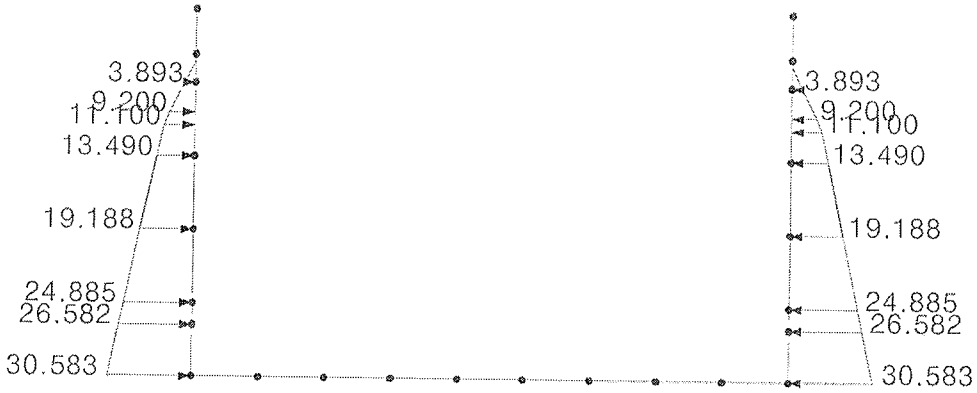
5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



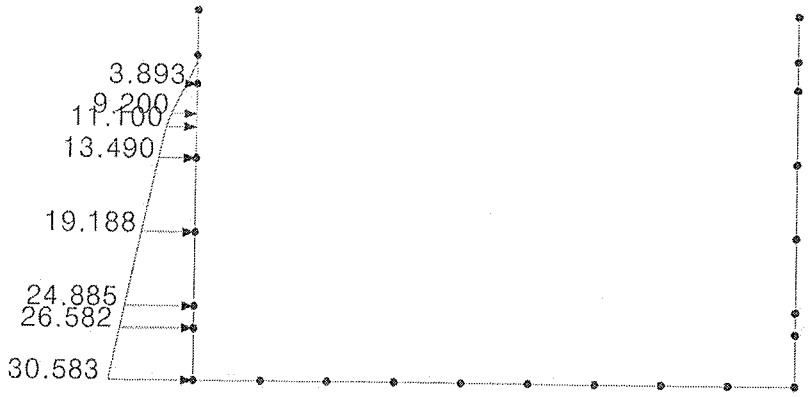
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



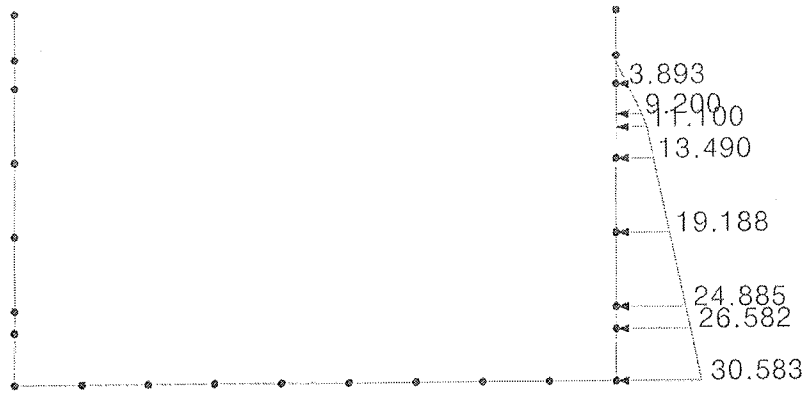
7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



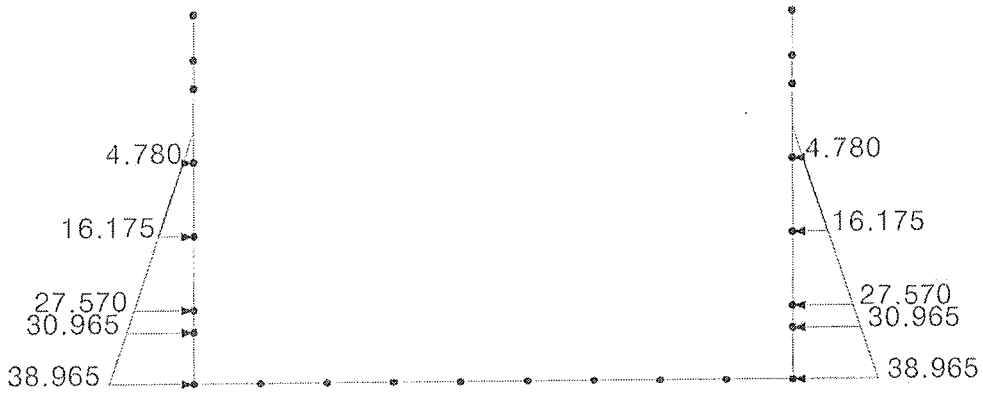
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



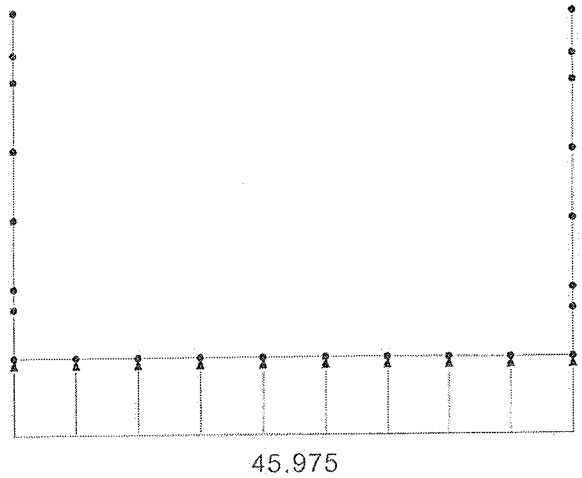
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



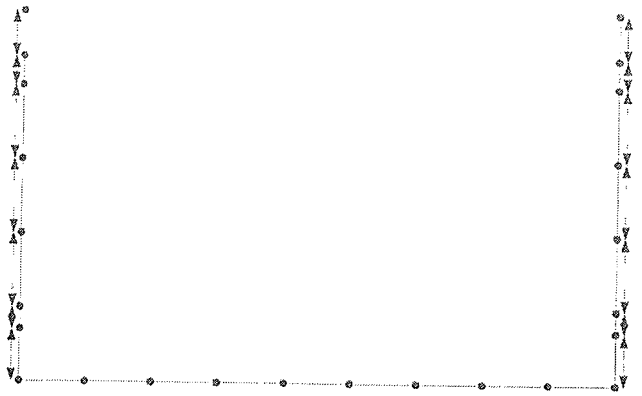
10) CASE10 - 수평수압(WATERH)



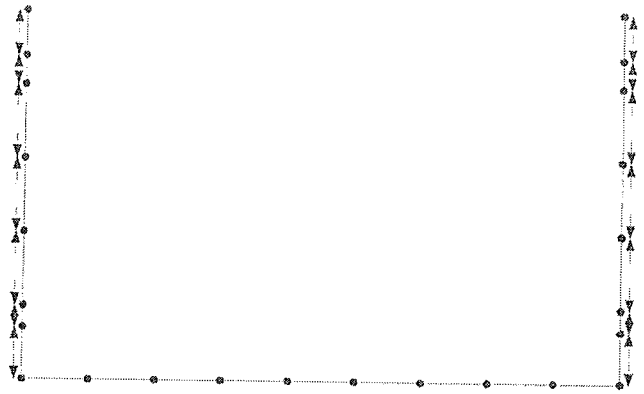
11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)



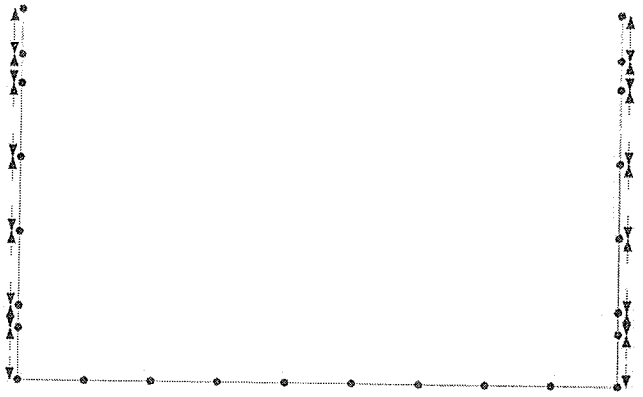
12) CASE12 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



13) CASE13 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

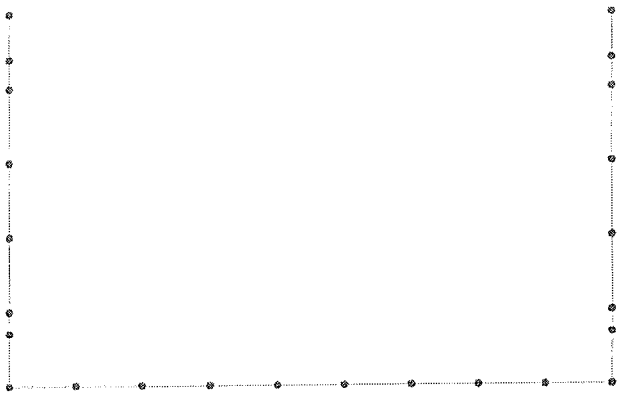


14) CASE14 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

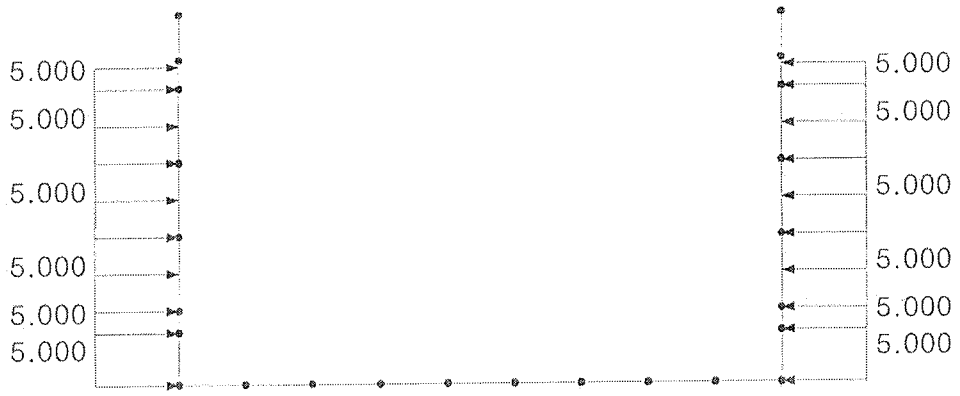


11. 하중 재하 (기능수행)

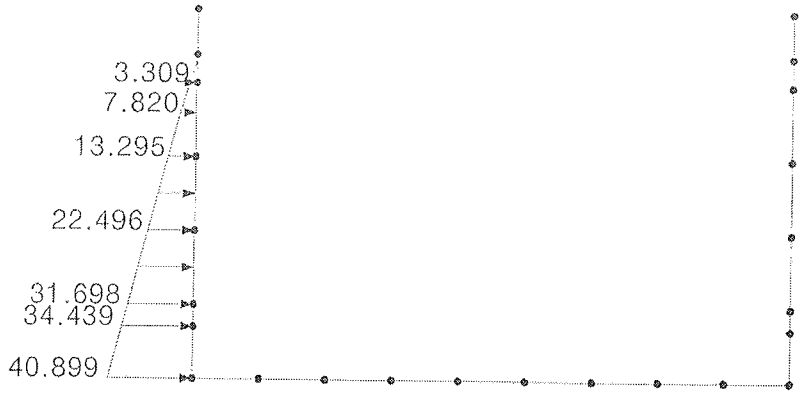
1) CASE1 - 구체자중(SW)



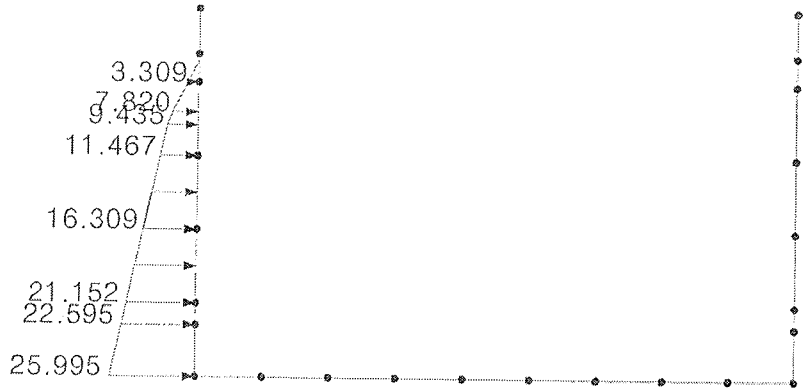
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



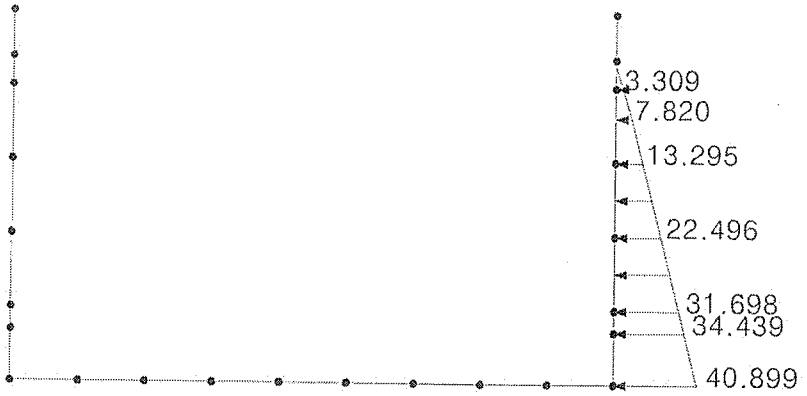
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



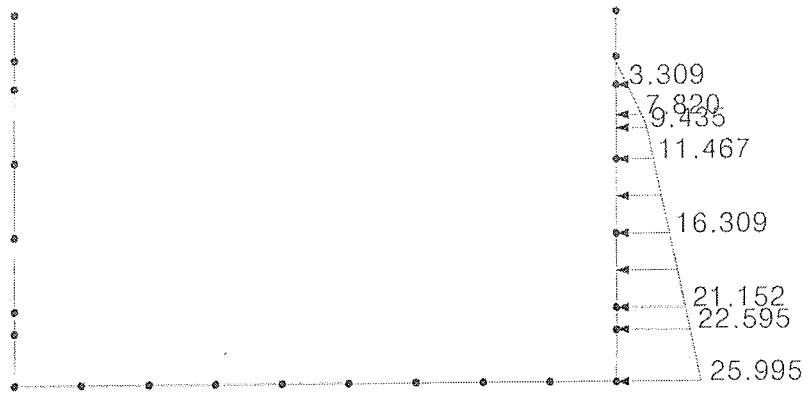
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



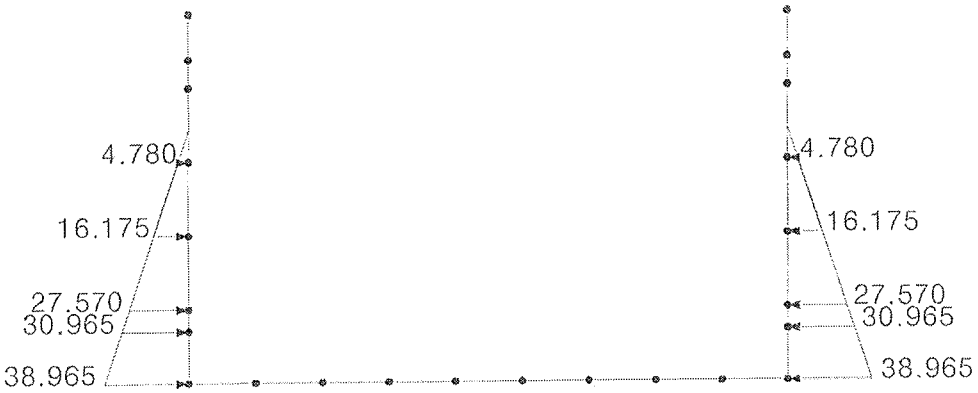
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



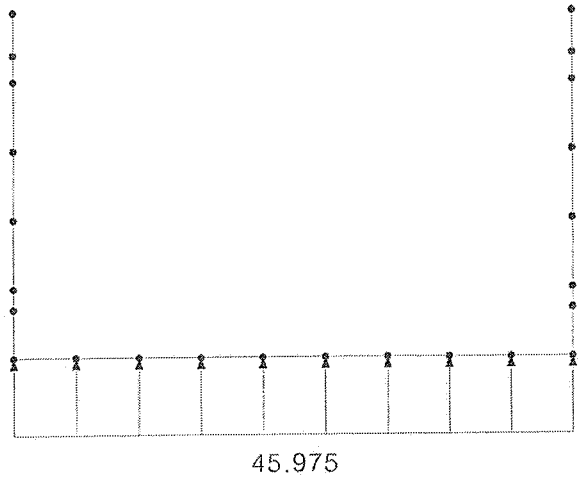
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



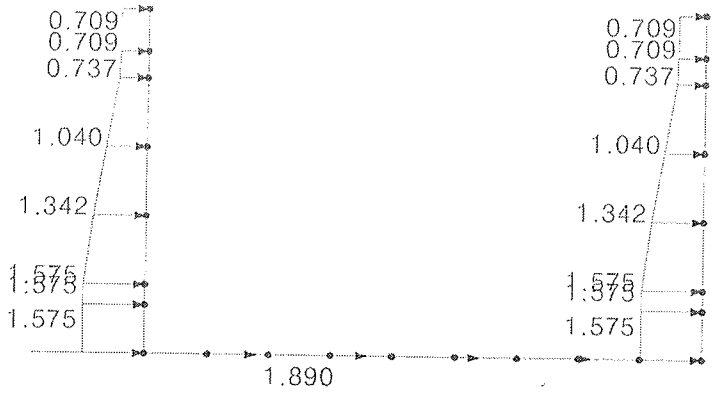
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



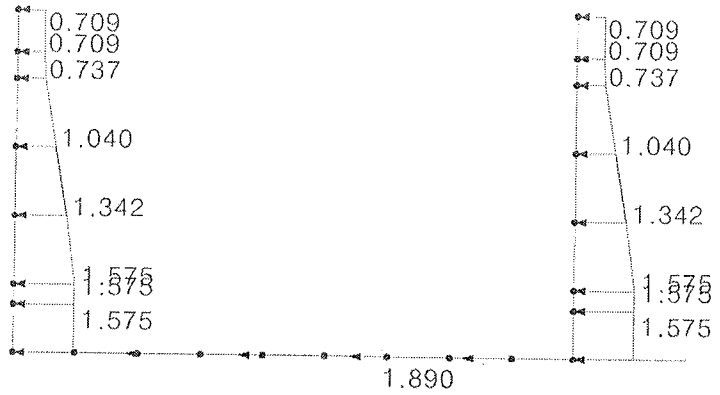
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

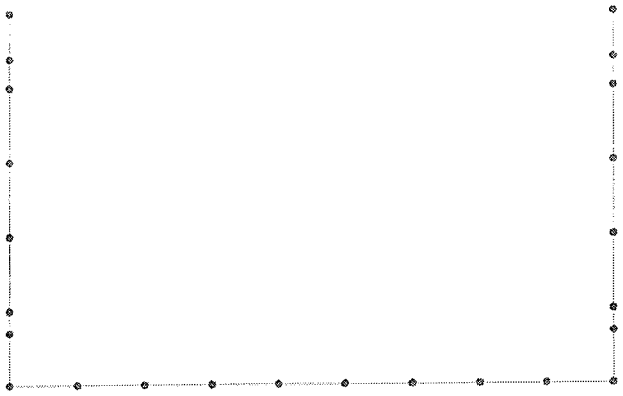


10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

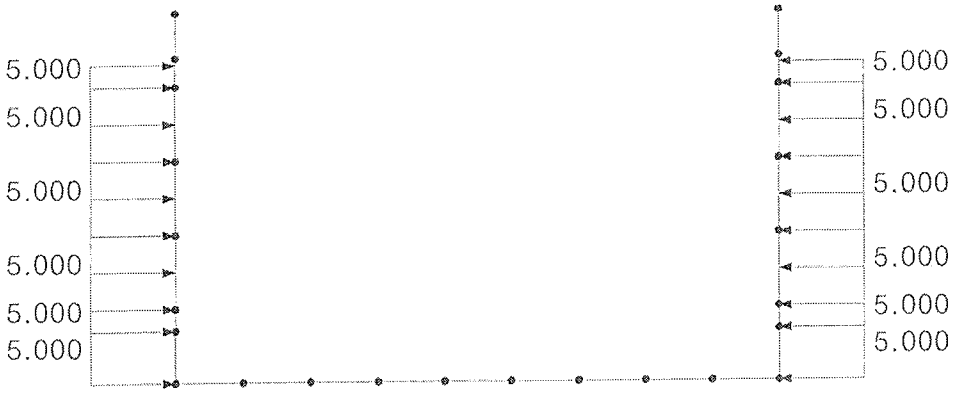


12. 하중 재하 (붕괴방지)

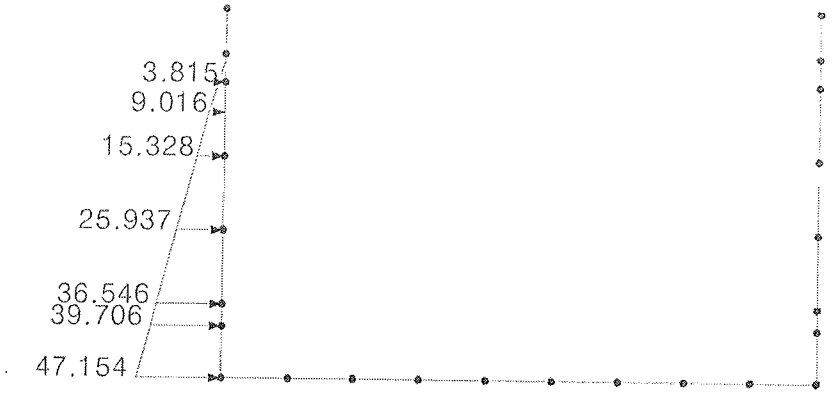
1) CASE1 - 구체자중(SW)



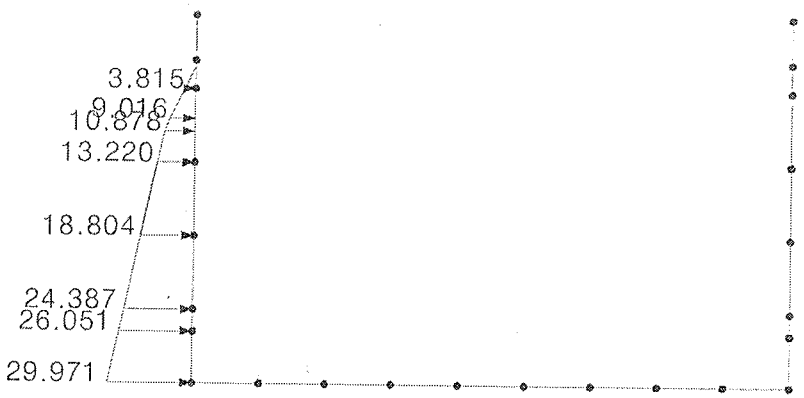
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



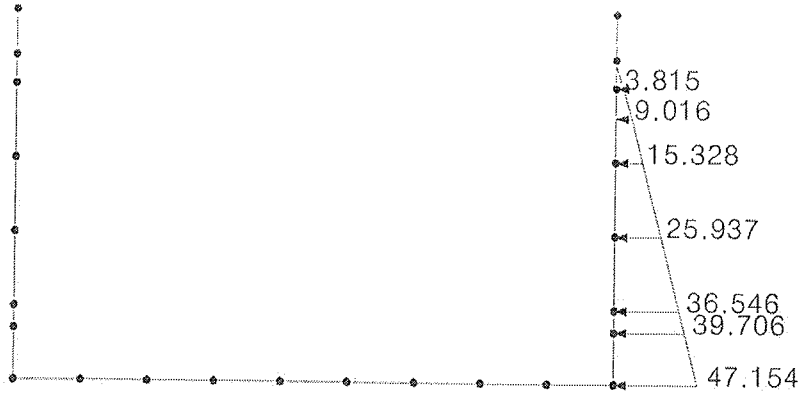
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



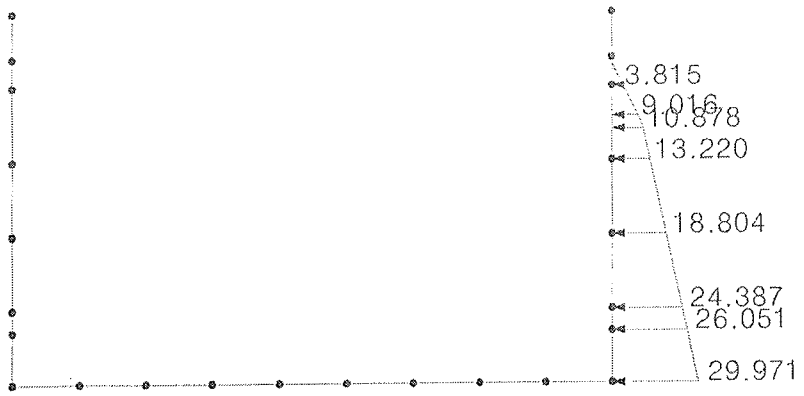
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



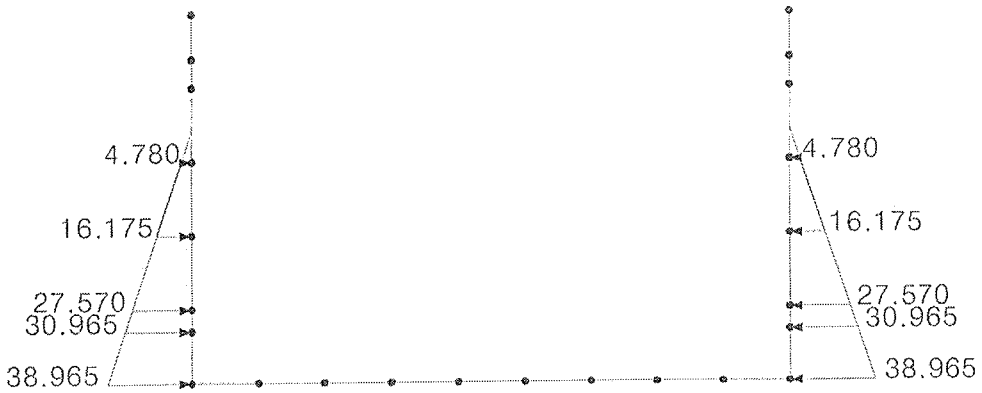
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



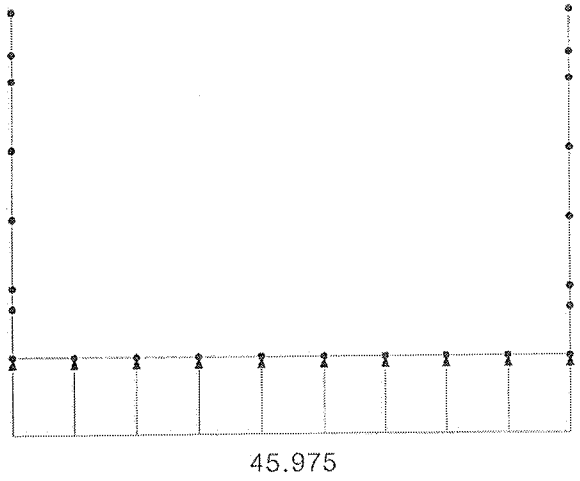
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



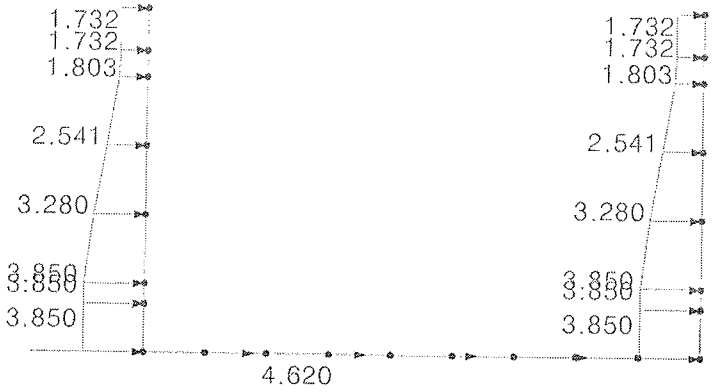
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



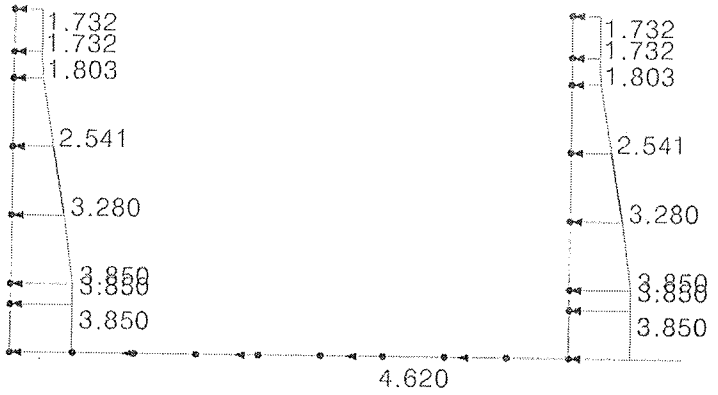
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.700 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.600	●
LC7	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.600	●
LC8	0.900	0.900		1.600		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	●

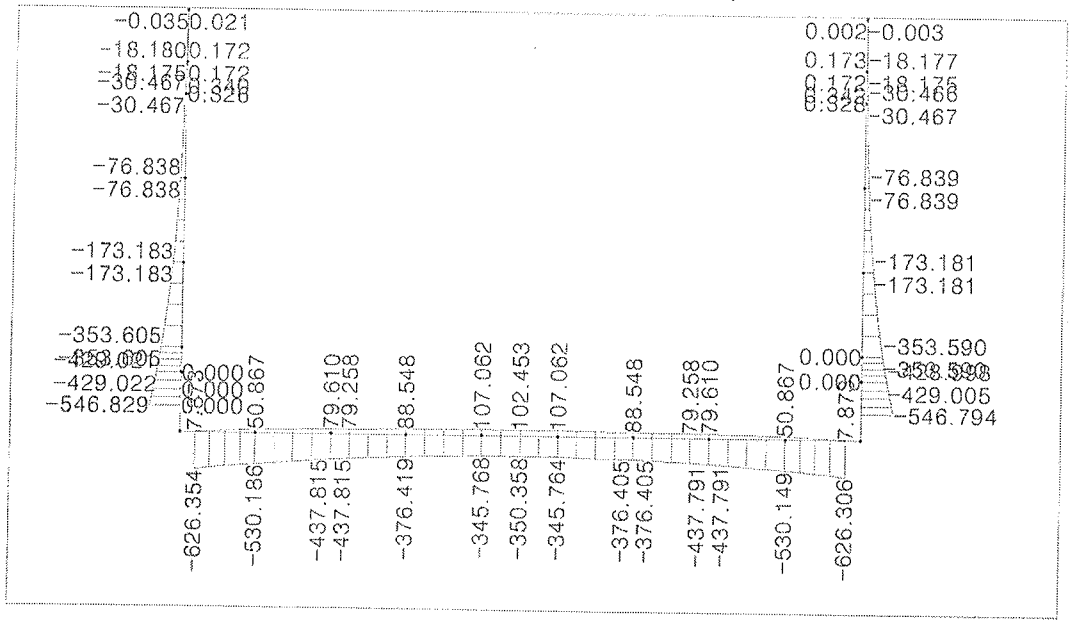
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.400	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.400	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.400	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.400	●

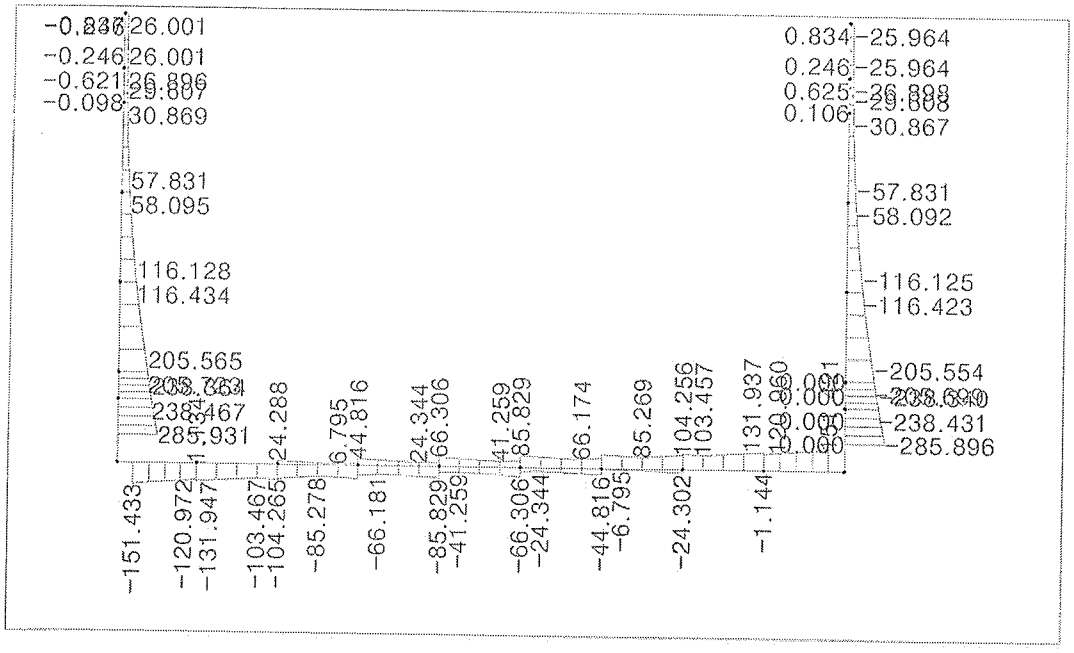
14. 단면력정리

14.1 상시

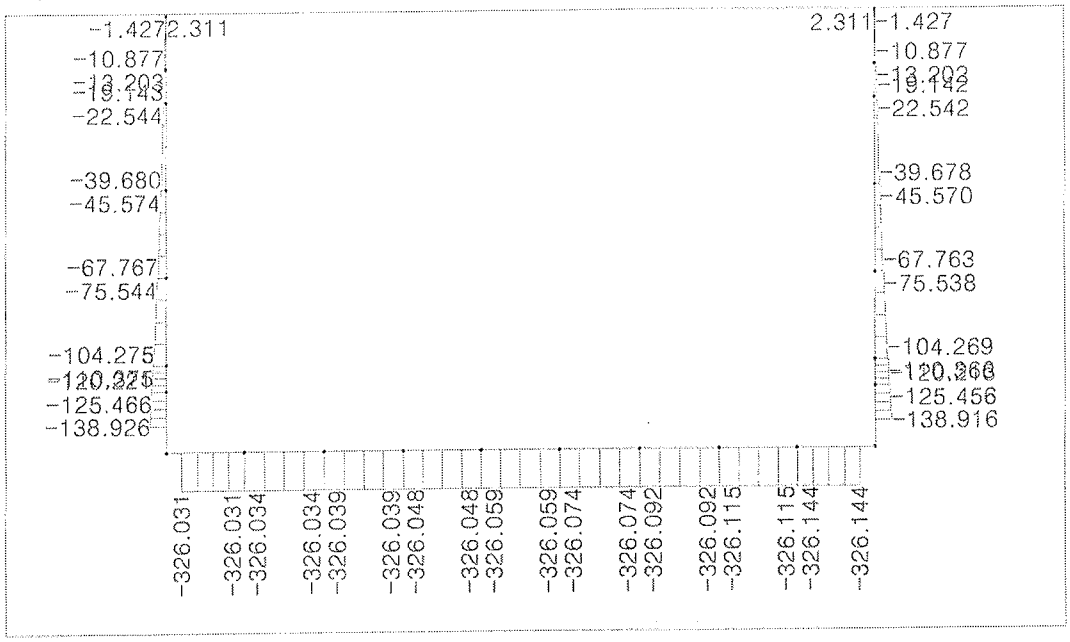
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



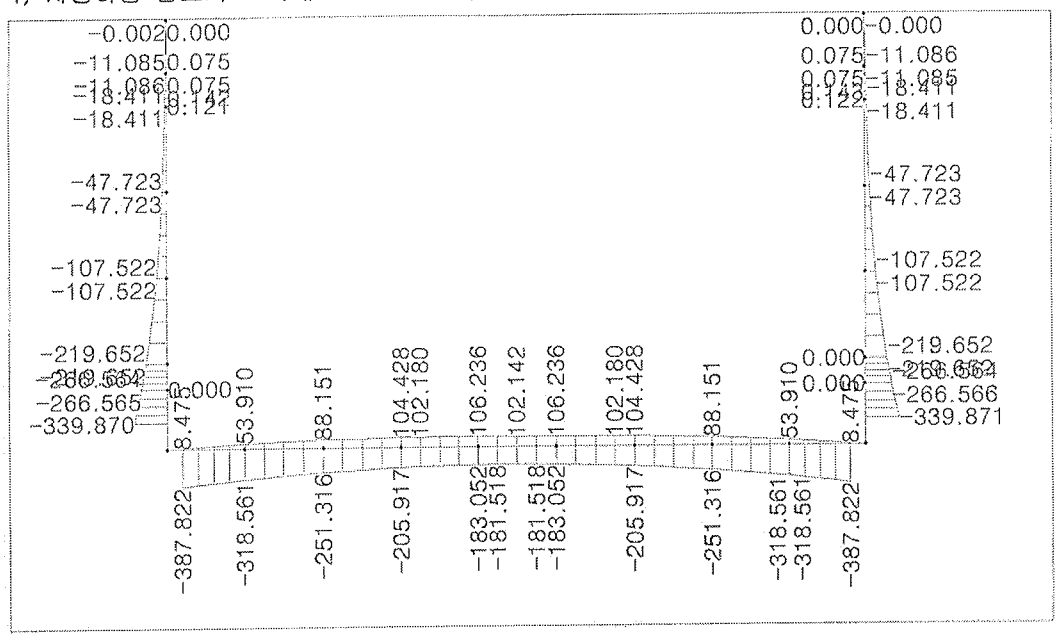
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

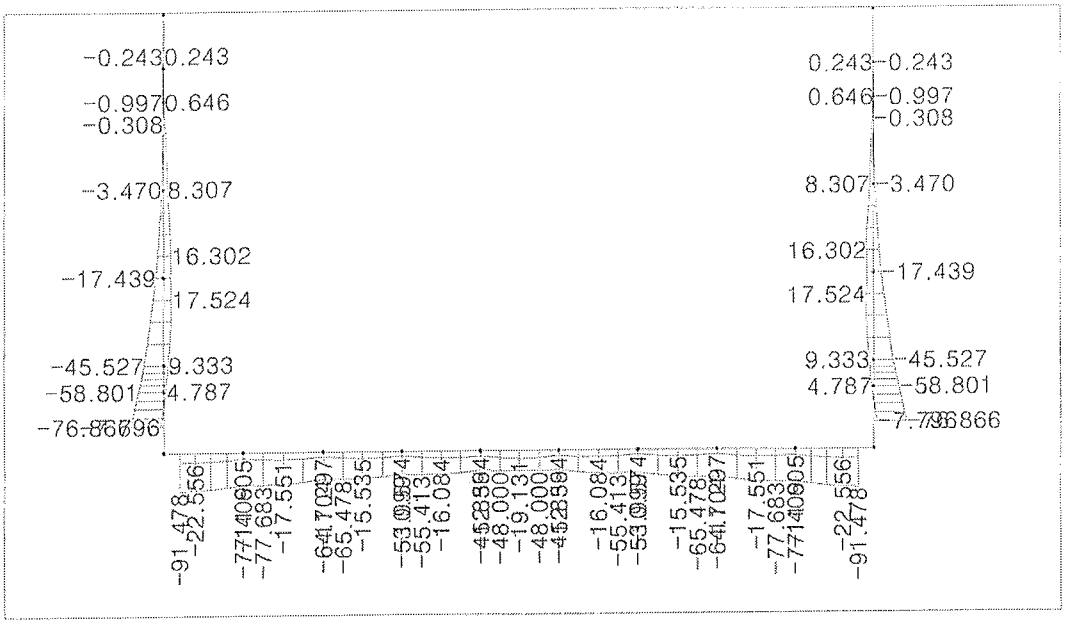


5) 단면력 정리

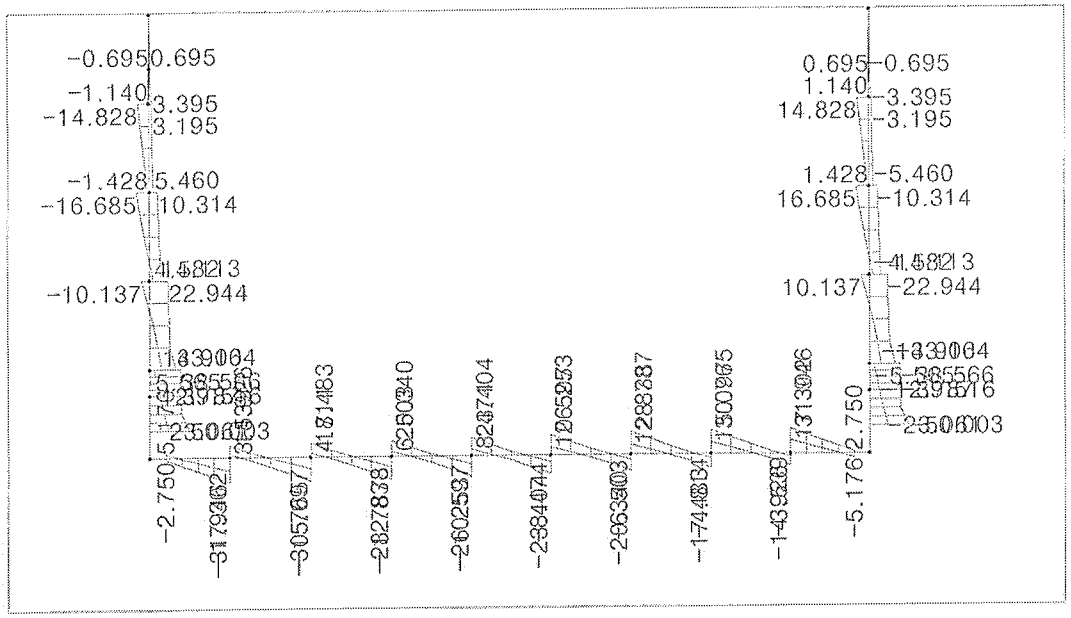
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	626.35	109.83	326.03	387.82	1000.00	1200.00	
		중앙부	2	107.06	85.83	326.05	106.24	1000.00	1200.00	
		우측	3	626.31	109.81	326.14	387.82	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	250.70	157.11	89.09	155.66	1000.00	874.05	
		하부	5	546.83	177.13	138.93	339.87	1000.00	1000.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	250.70	157.10	89.08	155.66	1000.00	895.27	
		하부	7	546.79	177.12	138.92	339.87	1000.00	1000.00	

14.2 지진시(기능수행)

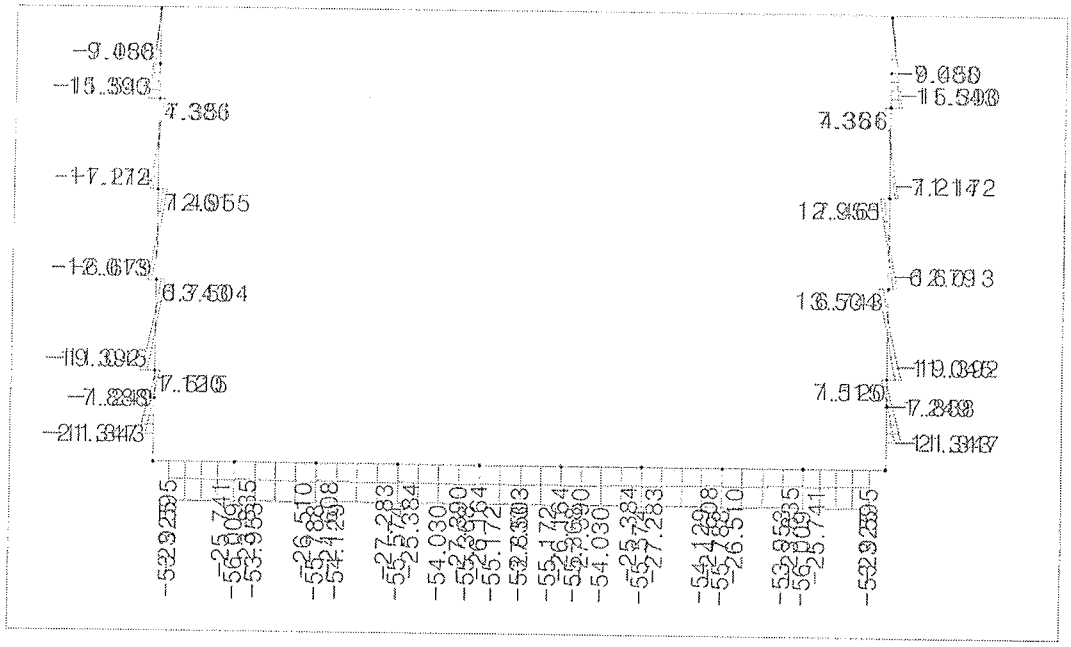
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

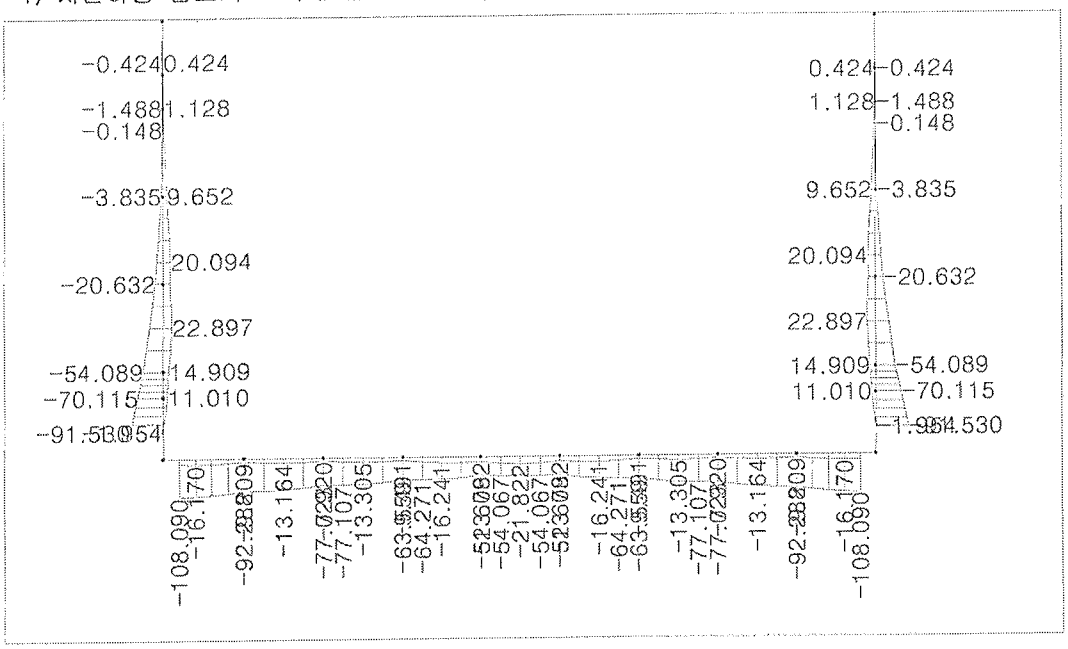


4) 단면력 정리

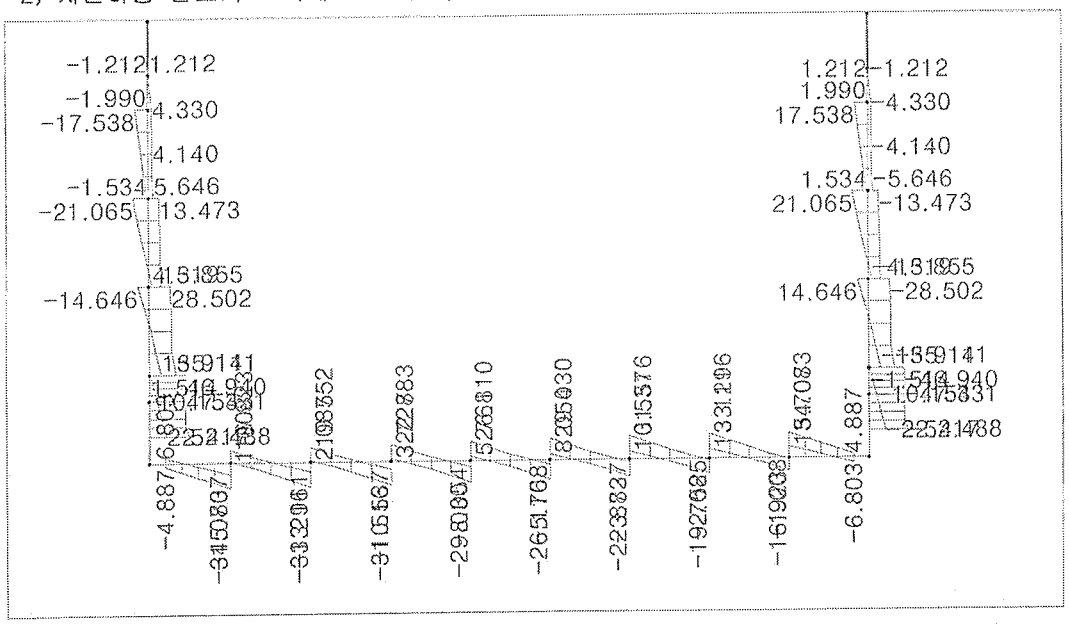
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	91.48	15.57	53.93	1000.00	1200.00	
		중앙부	2	0.00	26.25	55.37	1000.00	1200.00	
		우측	3	91.48	15.57	53.93	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	31.00	24.68	4.27	1000.00	874.05	
		하부	5	76.87	25.39	21.44	1000.00	1000.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	31.00	24.68	4.21	1000.00	895.27	
		하부	7	76.87	25.39	21.35	1000.00	1000.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

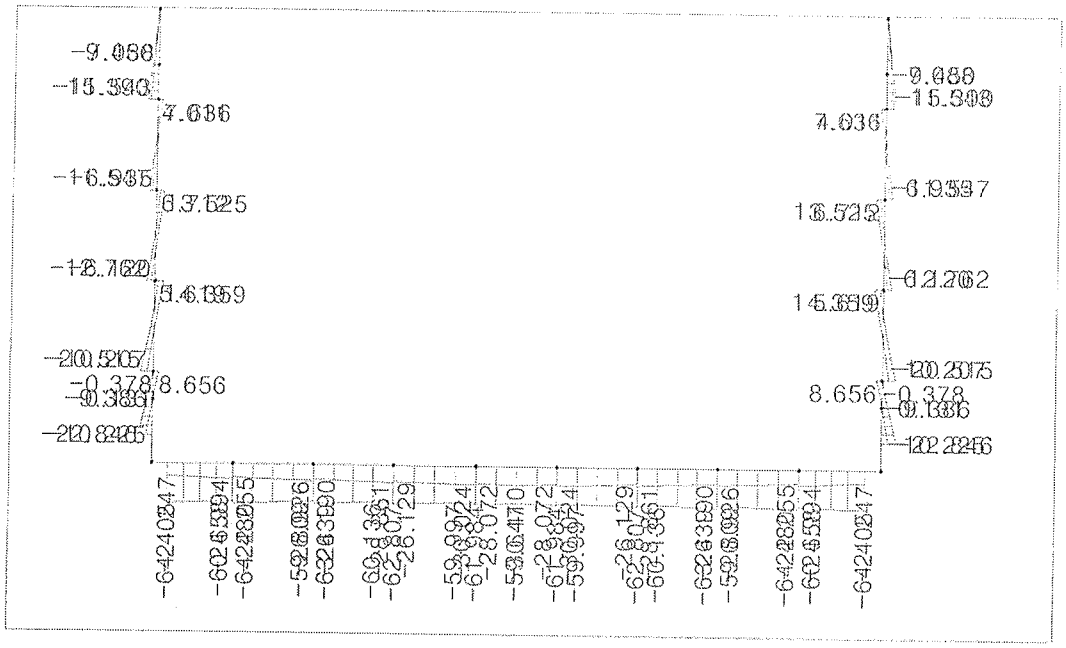
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	108.09	18.10	64.41	1000.00	1200.00	
		중앙부	2	0.00	29.03	61.17	1000.00	1200.00	
		우측	3	108.09	18.11	64.41	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	37.13	29.40	5.40	1000.00	874.05	
		하부	5	91.53	29.74	22.93	1000.00	1000.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	37.13	29.40	5.33	1000.00	895.27	
		하부	7	91.53	29.74	22.85	1000.00	1000.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1경간	좌측	1	-626.35	-	-108.09	-91.48	-626.35	
		중앙부	2	107.06	-	-	-	107.06	
		우측	3	-626.31	-	-108.09	-91.48	-626.31	
좌측 벽체	1층	중앙부	4	-250.70	-	-37.13	-31.00	-250.70	
		하부	5	-546.83	-	-91.53	-76.87	-546.83	
우측 벽체	1층	중앙부	6	-250.70	-	-37.13	-31.00	-250.70	
		하부	7	-546.79	-	-91.53	-76.87	-546.79	

2) 전단력 (kN)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1경간	좌측	1	-109.83	-	-18.10	-15.57	-109.83	
		중앙부	2	-85.83	-	-29.03	-26.25	-85.83	
		우측	3	109.81	-	18.11	15.57	109.81	
좌측 벽체	1층	중앙부	4	157.11	-	29.40	24.68	157.11	
		하부	5	177.13	-	29.74	25.39	177.13	
우측 벽체	1층	중앙부	6	-157.10	-	-29.40	-24.68	-157.10	
		하부	7	-177.12	-	-29.74	-25.39	-177.12	

3) 축력 (kN)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1경간	좌측	1	-326.03	-	-64.41	-53.93	-326.03	
		중앙부	2	-326.05	-	-61.17	-55.37	-326.05	
		우측	3	-326.14	-	-64.41	-53.93	-326.14	
좌측 벽체	1층	중앙부	4	-89.09	-	-5.40	-4.27	-89.37	
		하부	5	-138.93	-	-22.93	-21.44	-139.35	
우측 벽체	1층	중앙부	6	-89.08	-	-5.33	-4.21	-89.08	
		하부	7	-138.92	-	-22.85	-21.35	-138.92	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1경간	좌측	1	-387.82	-	-	-	-387.82	
		중앙부	2	106.24	-	-	-	106.24	
		우측	3	-387.82	-	-	-	-387.82	
좌측 벽체	1층	중앙부	4	-155.66	-	-	-	-155.66	
		하부	5	-339.87	-	-	-	-339.87	
우측 벽체	1층	중앙부	6	-155.66	-	-	-	-155.66	
		하부	7	-339.87	-	-	-	-339.87	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1100	626.35	941.47	1697.57	H29 - 4.0EA	2569.60	1.50
		중앙부	2	1000	1120	107.06	432.51	281.77	H19 - 4.0EA	1146.00	4.04
		우측	3	1000	1100	626.31	941.47	1697.44	H29 - 4.0EA	2569.60	1.50
		우측(배수구단면)	3	1000	976	542.20	745.77	1854.70	H29 - 4.0EA	2569.60	1.38
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	774	250.70	656.69	963.05	H29 - 4.0EA	2569.60	2.62
		하부	5	1000	900	546.83	766.73	1819.06	H29 - 4.0EA	2569.60	1.40
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	795	250.70	675.24	936.77	H29 - 4.0EA	2569.60	2.69
		하부	7	1000	900	546.79	766.73	1818.95	H29 - 4.0EA	2569.60	1.40

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	714.5	109.8	714.47	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	2	727.5	85.8	727.46	-	-	-	-	-	O.K
		우측	3	714.5	109.8	714.47	-	-	-	-	-	O.K
		우측 (배수구단면)	3	569.0	125.2	735.46	-	-	-	-	-	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	502.8	157.1	502.76	-	-	-	-	-	O.K
		하부	5	584.6	177.1	584.57	-	-	-	-	-	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	516.5	157.1	516.55	-	-	-	-	-	O.K
		하부	7	584.6	177.1	584.57	-	-	-	-	-	O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1100.00	100.00	626.35	109.83

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 52.689) / 52.689 = 0.05963

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1697.573 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.514]

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00234

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (1100.00 - a/2) = 941.466 kN.m

≥ Mu (= 626.354 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.503]

* 전단에 대한 검토 (d = 1100.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1100.00 = 714.471 kN

≥ Vu (= 109.827 kN) , 전단보강 불필요.

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1120.00	80.00	107.06	85.83

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 23.499) / 23.499 = 0.13999

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 281.767 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 4.067]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00102

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 mm

ΦMn = 0.85 x 1146.000 x 400 x (1120.00 - a/2) = 432.505 kN.m

≥ Mu (= 107.062 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.040]

* 전단에 대한 검토 (d = 1120.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1120.00 = 727.461 kN

≥ Vu (= 85.825 kN) , 전단보강 불필요.

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1100.00	100.00	626.31	109.81

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 52.689) / 52.689 = 0.05963

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1697.441 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.514]

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00234

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (1100.00 - a/2) = 941.466 kN.m

≥ Mu (= 626.306 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.503]

* 전단에 대한 검토 (d = 1100.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1100.00 = 714.471 kN

≥ Vu (= 109.813 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	976.0	876.0	100.0	542.2	125.2

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (876.00 - 52.689) / 52.689 = 0.04688

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1854.656 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.385]

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

수축온도철근비 = 0.00200

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

ρuse = As / bd = 0.00293

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (876.00 - a/2) = 745.766 kN.m

≥ Mu (= 542.199 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.375]

* 전단에 대한 검토 (d = 876.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 876.00 = 568.979 kN

≥ Vu (= 125.155 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	874.05	774.05	100.00	250.70	157.11

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (774.05 - 52.689) / 52.689 = 0.04107

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 963.052 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.668]

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00332

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (774.05 - a/2) = 656.693 kN.m

≥ Mu (= 250.704 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.619]

* 전단에 대한 검토 (d = 774.05 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 774.05 = 502.758 kN

≥ Vu (= 157.106 kN) , 전단보강 불필요.

■ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	546.83	177.13

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 52.689) / 52.689 = 0.04824

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1819.064 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.413]

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00286

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (900.00 - a/2) = 766.734 kN.m

≥ Mu (= 546.829 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.402]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 900.00 = 584.567 kN

≥ Vu (= 177.128 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	895.27	795.27	100.00	250.70	157.10

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (795.27 - 52.689) / 52.689 = 0.04228

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 936.769 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.743]

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00323

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (795.27 - a/2) = 675.238 kN.m

≥ Mu (= 250.696 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.693]

* 전단에 대한 검토 (d = 795.27 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 795.27 = 516.545 kN

≥ Vu (= 157.095 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	546.79	177.12

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 52.689) / 52.689 = 0.04824

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1818.946 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.413]

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00286

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (900.00 - a/2) = 766.734 kN.m

≥ Mu (= 546.794 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.402]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 900.00 = 584.567 kN

≥ Vu (= 177.117 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 976 × 0.0020 = 1952.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1952.00 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 × 976 × 1000 = 1464.00 ㎟ (≤1800)

∴ 1464.00 ㎟ ≤ 1986.000 ㎟ ∴ O.K

5) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 876 × 0.0020 = 1752.29 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1752.287 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 876 x 1000 = 1314.2 ㎟ (≤1800)

∴ 1314.2 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 하부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 967 × 0.0020 = 1934.49 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 967 x 1000 = 1450.9 ㎟ (≤1800)
∴ 1450.9 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

7) 우측벽체 : 중앙부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 876 × 0.0020 = 1752.29 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1752.287 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 876 x 1000 = 1314.2 ㎟ (≤1800)
∴ 1314.2 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 하부

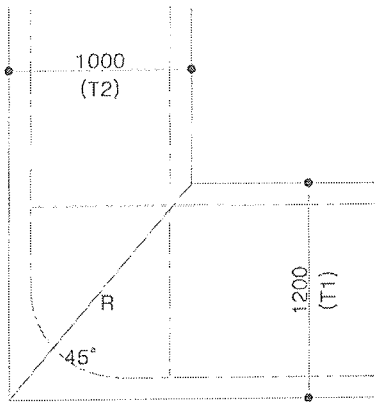
① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 967 × 0.0020 = 1934.49 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 967 x 1000 = 1450.9 ㎟ (≤1800)
∴ 1450.9 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 387.822 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 387.822 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1562.050$ mm

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 387.82 \times 10^6}{1562.050^2 \times 1000} = 0.795 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 387.82 \times 10^6}{1562.050 \times 180} = 2758.638 \text{ mm}^2$$

$Asb = 0.000$ mm²

Req'd As = As - Asb
= 2758.638 mm² - 0.000 mm²
= 2758.638 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 4EA

∴ Total As = 3176.800 mm² > Req'd As (= 2758.638 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0010232 + \sqrt{(2 \times 0.0072 + (0.0072)^2)} = 0.113$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.113 /3 = 0.962

fs = Mo / (As x d x j) = 8475047.000 / (1146.000 x 1120.000 x 0.962)

= 6.861 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 6.861 x 1146.000 = 7862.475 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0012457 + \sqrt{(2 \times 0.0087 + (0.0087)^2)} = 0.124$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.124 /3 = 0.959

fs = Mo / (As x d x j) = 8475047.000 / (1146.000 x 920.000 x 0.959)

= 8.384 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 8.384 x 1146.000 = 9607.936 N

- 보강철근량 산정

T = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ = fsa x AsT : 대각선 방향의 인장력

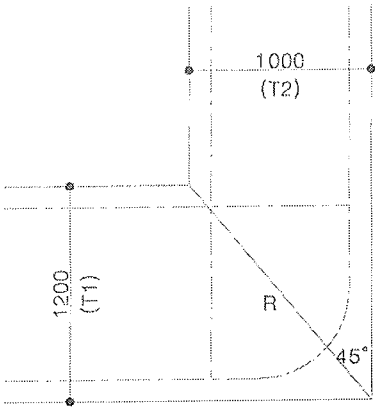
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ / fsa = $\sqrt{(7862.475^2 + 9607.936^2)}$ / 180.0

As = 68.972 ㎟

사용철근량 : H13 @ 1000, 2EA = 253.400 ㎟ ∴ O.K

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 387.822 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 387.822 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1562.050$ mm

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 387.82 \times 10^6}{1562.050^2 \times 1000} = 0.795 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 387.82 \times 10^6}{1562.050 \times 180} = 2758.638 \text{ mm}^2$$

$Asb = 0.000 \text{ mm}^2$

Req'd As = As - Asb
= 2758.638 mm² - 0.000 mm²
= 2758.638 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 4EA

∴ Total As = 3176.800 mm² > Req'd As (= 2758.638 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 mm²

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]
= - 7 x 0.0010232 + √(2 x 0.0072 + (0.0072)²) = 0.113
j = 1 - k / 3 = 1 - 0.113 /3 = 0.962
fs = Mo / (As x d x j) = 8475047.000 / (1146.000 x 1120.000 x 0.962)
= 6.861 MPa
인장력 Th1 = fs x As = 6.861 x 1146.000 = 7862.475 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

$k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

$= -7 \times 0.0012457 + \sqrt{(2 \times 0.0087 + (0.0087)^2)} = 0.124$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.124 / 3 = 0.959$

$fs = Mo / (As \times d \times j) = 8475047.000 / (1146.000 \times 920.000 \times 0.959)$

$= 8.384$ MPa

인장력 $Th2 = fs \times As = 8.384 \times 1146.000 = 9607.936$ N

- 보강철근량 산정

$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times AsT$: 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(7862.475^2 + 9607.936^2)} / 180.0$

$As = 68.972$ ㎟

사용철근량 : H13 @ 1000, 2EA = 253.400 ㎟ ∴ O.K

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 250 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	1100	H29 - 4.0EA	250	328.592	O.K	1.31
		중앙부	2	1120	H19 - 4.0EA	250	732.548	O.K	2.93
		우측	3	1100	H29 - 4.0EA	250	328.592	O.K	1.31
		우측(배수구단면)	3	976	H29 - 4.0EA	250	294.600	O.K	1.18
좌측벽체	1층	중앙부	4	774	H29 - 4.0EA	250	727.592	O.K	2.91
		하부	5	900	H29 - 4.0EA	250	289.783	O.K	1.16
우측벽체	1층	중앙부	6	795	H29 - 4.0EA	250	754.208	O.K	3.02
		하부	7	900	H29 - 4.0EA	250	289.782	O.K	1.16

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 387.822 x 1000000 / [2569.600 x (1100.000 - 181.751/3)]

= 145.204 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2569.600/1000.0 + 7x2569.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(7x2569.600)]

= 181.751 mm

사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 145.20) - 2.5 x 85.50 = 328.59 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 145.20) = 433.87 mm

Sa는 작은 값인 328.59 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 328.59 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 106.236 x 1000000 / [1146.000 x (1120.000 - 126.267/3)]
= 86.001 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x1146.000)]
= 126.267 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 86.00) - 2.5 x 70.50 = 739.43 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 86.00) = 732.55 mm
Sa는 작은 값인 732.55 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 732.55 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 387.822 x 1000000 / [2569.600 x (1100.000 - 181.751/3)]
= 145.204 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2569.600/1000.0 + 7x2569.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(7x2569.600)]
= 181.751 mm

사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 145.20) - 2.5 x 85.50 = 328.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 145.20) = 433.87 mm
Sa는 작은 값인 328.59 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 328.59 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 327.431 x 1000000 / [2569.600 x (876.000 - 160.442/3)]
= 154.920 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2569.600/1000.0 + 7x2569.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x876.0/(7x2569.600)]
= 160.442 mm

사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 154.92) - 2.5 x 85.50 = 294.58 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 154.92) = 406.66 mm
Sa는 작은 값인 294.58 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 294.58 mm) ∴ O.K

5) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 155.656 x 1000000 / [2569.600 x (774.047 - 149.850/3)]
= 83.657 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2569.600/1000.0 + 7x2569.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x774.0/(7x2569.600)]
= 149.850 mm

사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 83.66) - 2.5 x 85.50 = 727.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 83.66) = 753.07 mm
Sa는 작은 값인 727.59 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 727.59 mm) ∴ O.K

6) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 339.870 x 1000000 / [2569.600 x (900.000 - 162.846/3)]
= 156.395 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2569.600/1000.0 + 7x2569.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x2569.600)]
= 162.846 mm

사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 156.39) - 2.5 x 85.50 = 289.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 156.39) = 402.83 mm
Sa는 작은 값인 289.78 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 289.78 mm) ∴ O.K

7) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 155.656 x 1000000 / [2569.600 x (795.274 - 152.110/3)]
= 81.357 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2569.600/1000.0 + 7x2569.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x795.3/(7x2569.600)]
= 152.110 mm

사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 81.36) - 2.5 x 85.50 = 754.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 81.36) = 774.37 mm
Sa는 작은 값인 754.21 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 754.21 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 339.871 x 1000000 / [2569.600 x (900.000 - 162.846/3)]

= 156.395 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2569.600/1000.0 + 7x2569.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x2569.600)]

= 162.846 mm

사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 156.40) - 2.5 x 85.50 = 289.78 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 156.40) = 402.83 mm

Sa는 작은 값인 289.78 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 289.78 mm) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

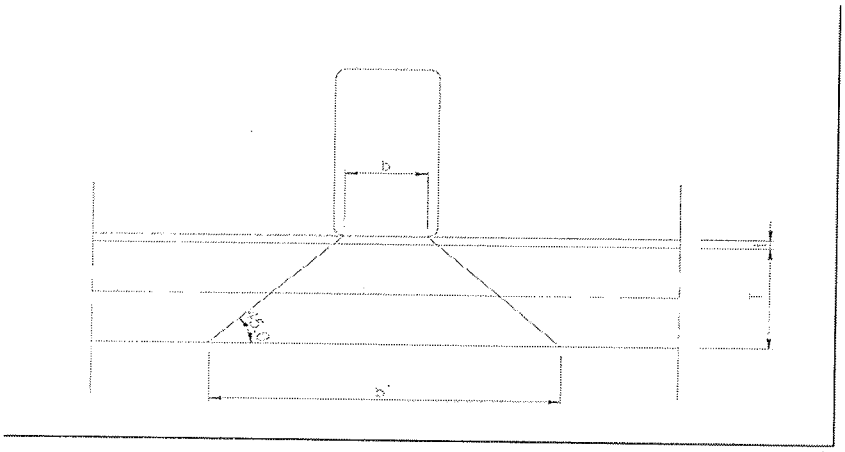
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 480.911 / 10.100 = 47.615 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

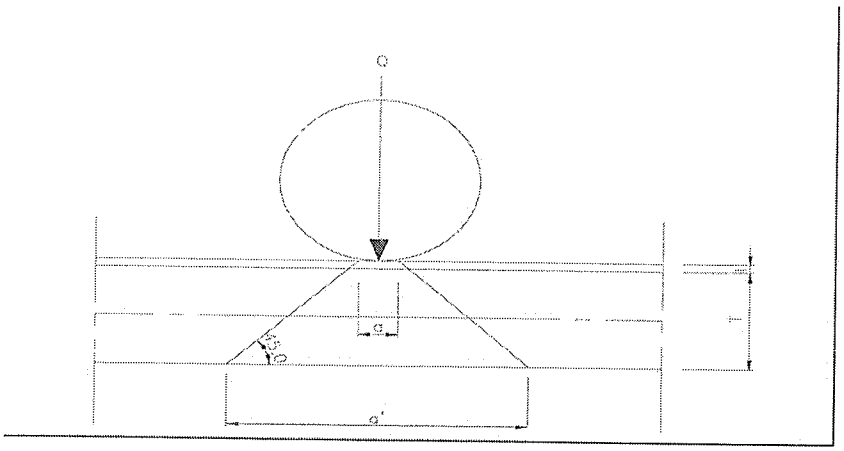


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 1200 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.200 + 0.080) × cot 45°

= 3.060 m



a' = 0.200 + 2 × (1.200 + 0.080) × cot 45°

= 2.760 m

Qz = 96.0 / (3.060 × 2.760 11.367 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$Qmax = 47.61 + 1.84 + 11.37$

$= 60.822 \ kN/m^2$

2) 지반의 허용연직지지력

$Qa = 251.93 \ kN/m^2 \geq Qmax = 60.822 \ kN/m^2$ ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	10.100	×	1.200	×	25.000				=	303.000	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	5.098	×	25.000	×	2		=	114.705	kN/m
	:	0.550	×	4.398	×	25.000	/	2	× 2	=	60.473	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000				=	10.000	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.080	×	23.000				=	12.880	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	1.000	×	19.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	3.398	×	10.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	3.398	×	10.000	×	2		=	0.000	kN/m
								∴ Σ		=	501.058	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 1.000 \times 3.398 \times 19.000 + 3.398^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 501.058 + 0.000 = 501.058 kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 10.100 \times 4.598 \times 10.000$

$= 464.398$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 501.058 / 464.398$

$= 1.079 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.6 m (보링주상도 NNBB-4 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	10.100	×	1.200	×	25.000					=	303.000	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	5.098	×	25.000	×	2			=	114.705	kN/m
	:	0.550	×	4.398	×	25.000	/	2	×	2	=	60.473	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000					=	10.000	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.080	×	23.000					=	12.880	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	6.600	×	19.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-2.202	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-2.202	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
									∴	Σ	=	501.058	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 6.600^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 6.600 \times -2.202 \times 19.000 + -2.202^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 501.058 + 0.000 = 501.058 kN/m

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{303.000}{10.100 \times 10.000 \times 1.100} = 2.727 \text{ m}$$

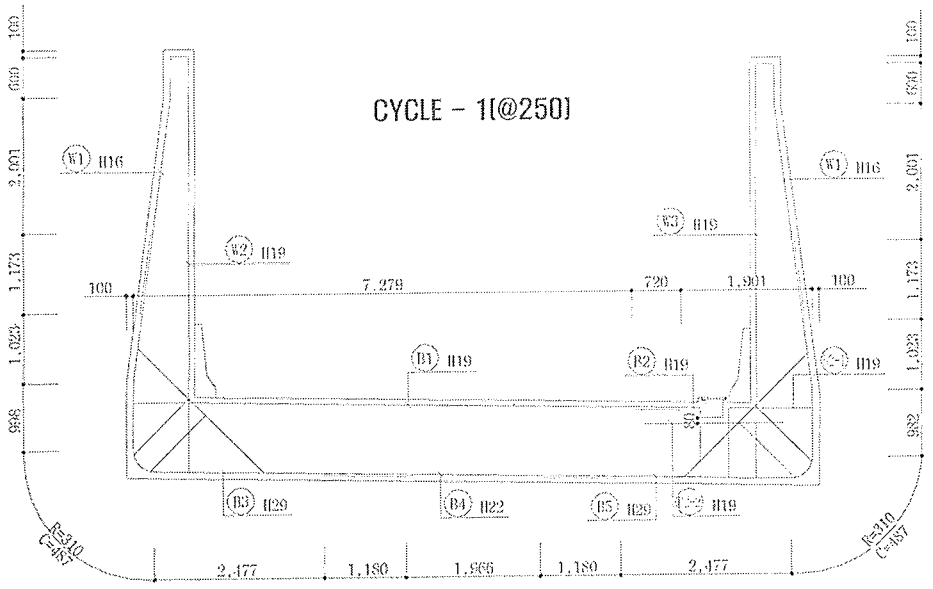
∴ 구조물 저면으로 부터 2.727 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{488.178}{10.100 \times 10.000 \times 1.100} = 4.394 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.394 m 이하유지

20. 주철근 조립도

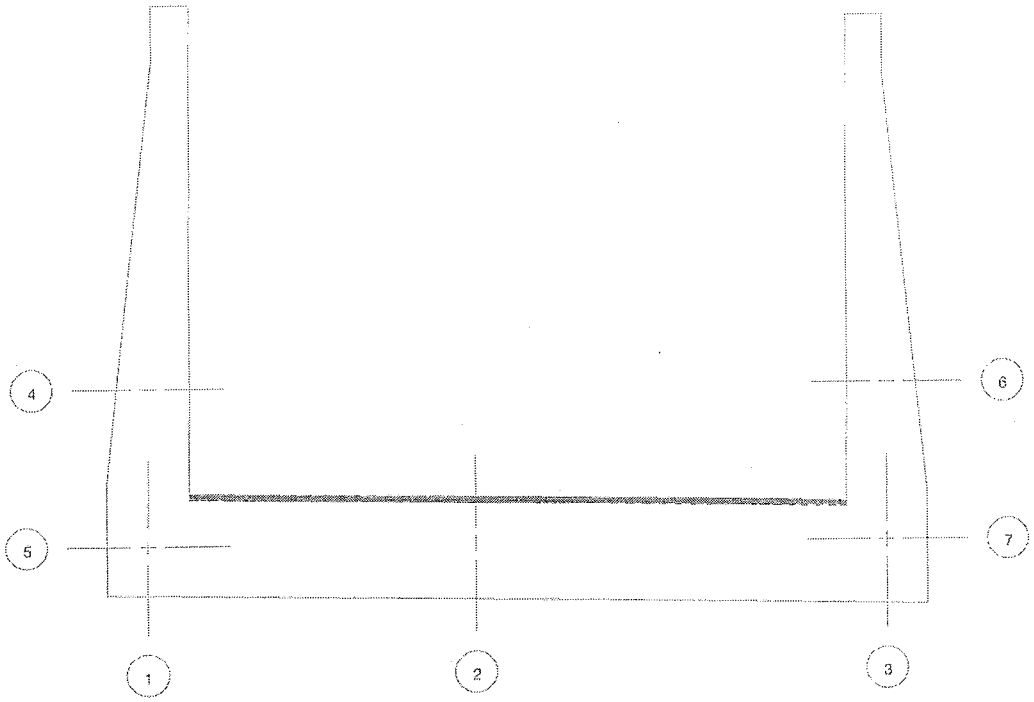

CYCLE - 1(@250)
W1 H16
W2 H19
W3 H19
B1 H19
B2 H19
B3 H29
B4 H22
B5 H29
C-2 H19
100
7,279
720
1,901
100
2,477
1,180
1,966
1,180
2,477
R=310
C=487

U8

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 앵커검토
21. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm^2		mm^2	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1100	1034.55	1467.36	2829.61	H25 - 8.0EA	4053.60	1.42
		중앙부(상면)	2	1000	1120	133.32	300.64	351.06	H16 - 4.0EA	794.40	2.26
		중앙부(하면)	2	1000	1100	660.33	941.47	1790.99	H29 - 4.0EA	2569.60	1.43
		우측	3	1000	1100	1034.44	1467.36	2829.29	H25 - 8.0EA	4053.60	1.42
		우측(배수구단면)	3	1000	976	921.69	1158.64	3196.20	H25 - 8.0EA	4053.60	1.26
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	772	404.71	1015.47	1569.41	H25 - 8.0EA	4053.60	2.51
		하부	5	1000	900	920.81	1191.72	3102.38	H25 - 8.0EA	4053.60	1.29
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	789	403.65	1038.87	1530.38	H25 - 8.0EA	4053.60	2.57
		하부	7	1000	900	916.81	1191.72	3088.48	H25 - 8.0EA	4053.60	1.30

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부 (상면)	2	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부 (하면)	2	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측	3	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측 (배수구단면)	3	1952.0	1986.0	O.K	1464.0	1986.0	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	1747.6	1986.0	O.K	1310.7	1986.0	O.K
		하부	5	1800.0	1986.0	O.K	1460.7	1986.0	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	1747.6	1986.0	O.K	1310.7	1986.0	O.K
		하부	7	1800.0	1986.0	O.K	1460.7	1986.0	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm^2		mm	mm^2	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	714.5	151.9	714.47	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	2	727.5	126.8	727.46	-	-	-	-	-	O.K
		우측	3	714.5	151.9	714.47	-	-	-	-	-	O.K
		우측 (배수구단면)	3	569.0	171.0	790.96	-	-	-	-	-	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	501.5	227.9	501.51	-	-	-	-	-	O.K
		하부	5	584.6	280.1	584.57	-	-	-	-	-	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	512.5	230.7	512.53	-	-	-	-	-	O.K
		하부	7	584.6	283.0	584.57	-	-	-	-	-	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	1100	H25 - 8.0EA	125	291.756	O.K	2.33
		중앙부 (상면)	2	1120	H16 - 4.0EA	250	469.015	O.K	1.88
		중앙부 (하면)	2	1100	H29 - 4.0EA	250	312.102	O.K	1.25
		우측	3	1100	H25 - 8.0EA	125	291.760	O.K	2.33
		우측(배수 구단면)	3	976	H25 - 8.0EA	125	236.000	O.K	1.89
좌측벽체	1층	중앙부	4	772	H25 - 8.0EA	125	689.838	O.K	5.52
		하부	5	900	H25 - 8.0EA	125	249.133	O.K	1.99
우측벽체	1층	중앙부	6	789	H25 - 8.0EA	125	710.927	O.K	5.69
		하부	7	900	H25 - 8.0EA	125	249.471	O.K	2.00

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지하차도 (내공 : 8.1M × 6.148M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

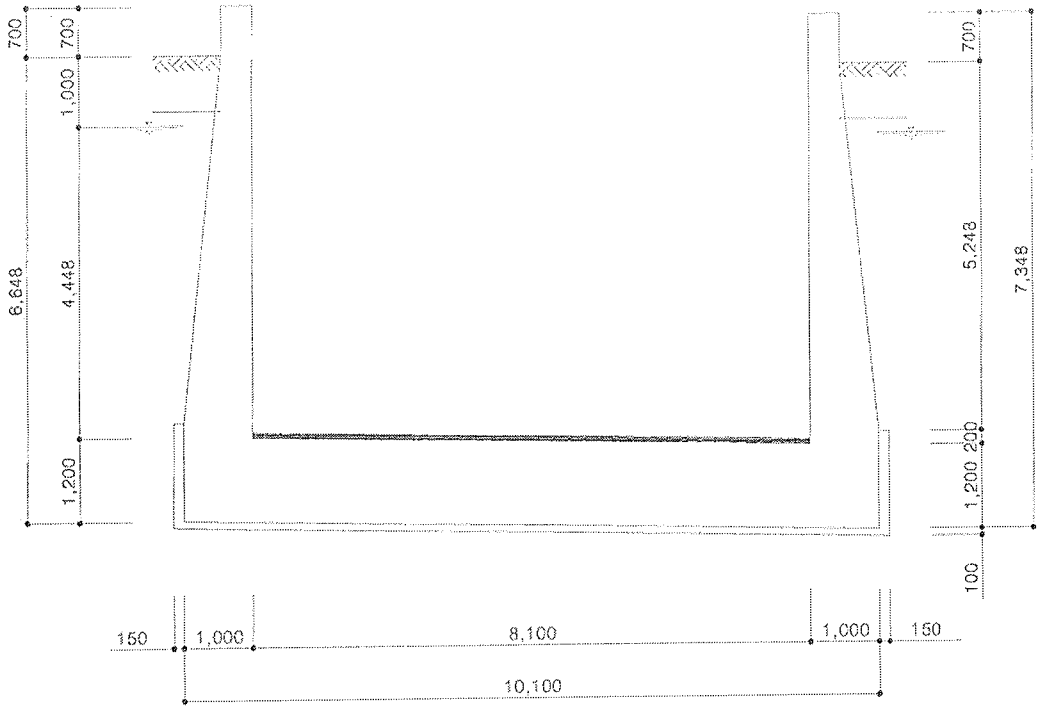
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


700
700
1,000
4,448
6,648
1,200
700
5,248
7,348
200
1,200
100
150
1,000
8,100
1,000
150
10,100

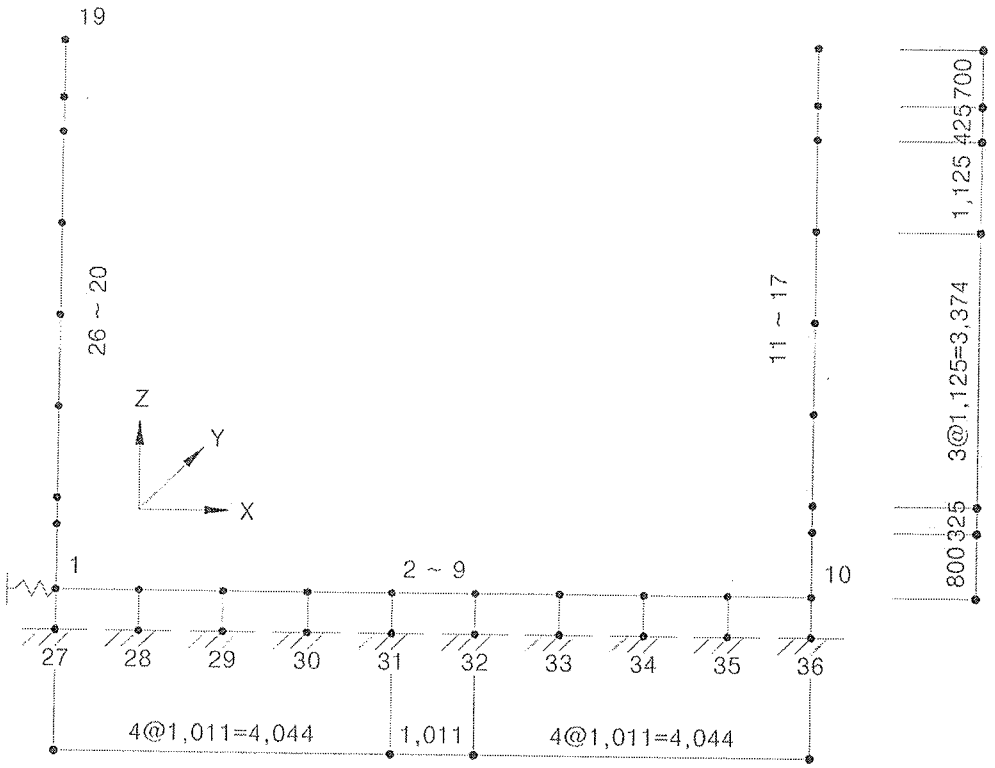
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

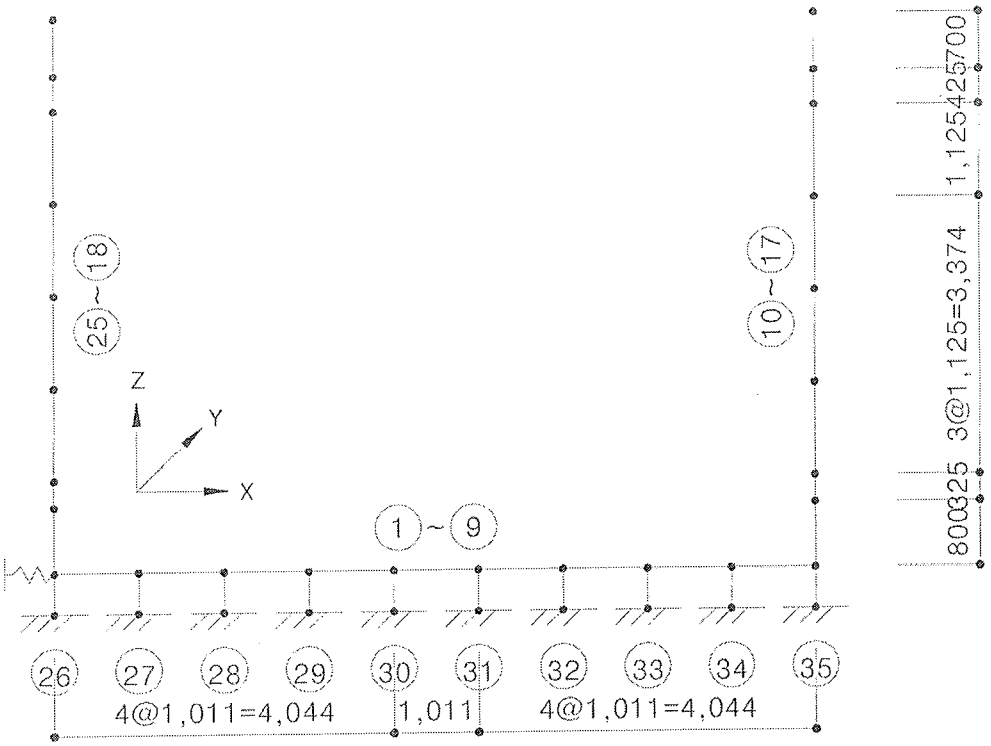
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.200 × 1.000	= 1.200	0.14400	1~9
8	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	16~19

NO	A (m^2)		I (m^4)	절 점
2	1.000 × 1.000	= 1.000	0.08333	10
3	0.995 × 1.000	= 0.995	0.08216	11,26
4	0.953 × 1.000	= 0.953	0.07207	12,25
5	0.805 × 1.000	= 0.805	0.04353	13,24
6	0.658 × 1.000	= 0.658	0.02374	14,23
7	0.511 × 1.000	= 0.511	0.01110	15,22

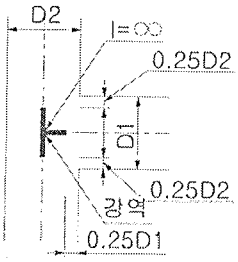
NO	Section(Tapper)	부 재
9	SEC 2 ~ 3	10
10	SEC 3 ~ 4	11
11	SEC 4 ~ 5	12
12	SEC 5 ~ 6	13
13	SEC 6 ~ 7	14
14	SEC 7 ~ 8	15
15	SEC 8 ~ 7	20
16	SEC 7 ~ 6	21
17	SEC 6 ~ 5	22
18	SEC 5 ~ 4	23
19	SEC 4 ~ 3	24
20	SEC 3 ~ 2	25

3) 단면좌표

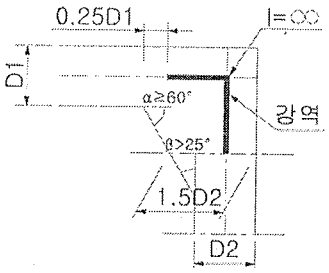
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	19	0.000	7.248
2	1.011	0.500	20	0.000	6.548
3	2.022	0.500	21	0.000	6.124
4	3.033	0.500	22	0.000	4.999
5	4.044	0.500	23	0.000	3.874
6	5.056	0.500	24	0.000	2.749
7	6.067	0.500	25	0.000	1.625
8	7.078	0.500	26	0.000	1.300
9	8.089	0.500	27	0.000	0.000
10	9.100	0.500	28	1.011	0.000
11	9.100	1.300	29	2.022	0.000
12	9.100	1.625	30	3.033	0.000
13	9.100	2.749	31	4.044	0.000
14	9.100	3.874	32	5.056	0.000
15	9.100	4.999	33	6.067	0.000
16	9.100	6.124	34	7.078	0.000
17	9.100	6.548	35	8.089	0.000
18	9.100	7.248	36	9.100	0.000

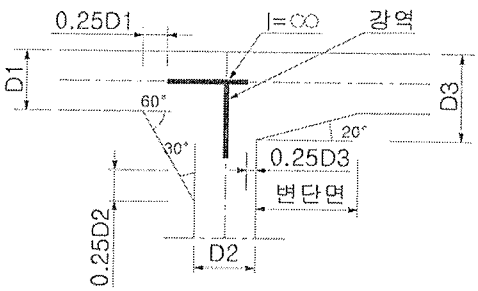
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 mm

(3) 10 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 mm

(4) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 mm

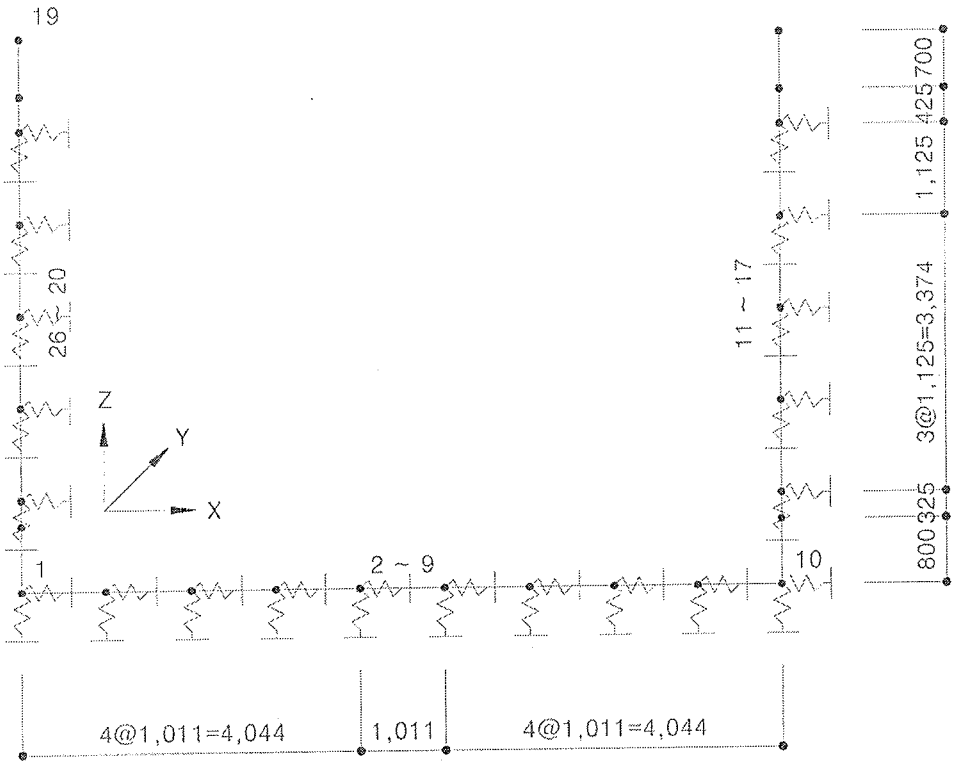
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

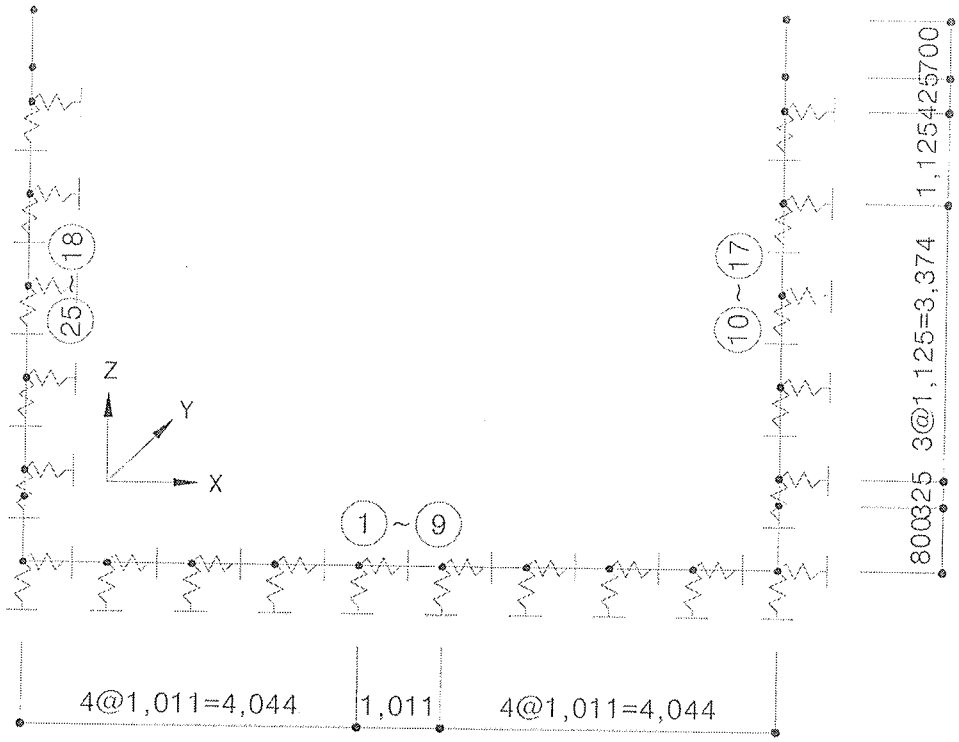
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삼도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	1.200 × 1.000 = 1.200	0.14400	1~9
8	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	16~19

NO	A (m^2)	I (m^4)	절 점
2	1.000 × 1.000 = 1.000	0.08333	10
3	0.995 × 1.000 = 0.995	0.08216	11,26
4	0.953 × 1.000 = 0.953	0.07207	12,25
5	0.805 × 1.000 = 0.805	0.04353	13,24
6	0.658 × 1.000 = 0.658	0.02374	14,23
7	0.511 × 1.000 = 0.511	0.01110	15,22

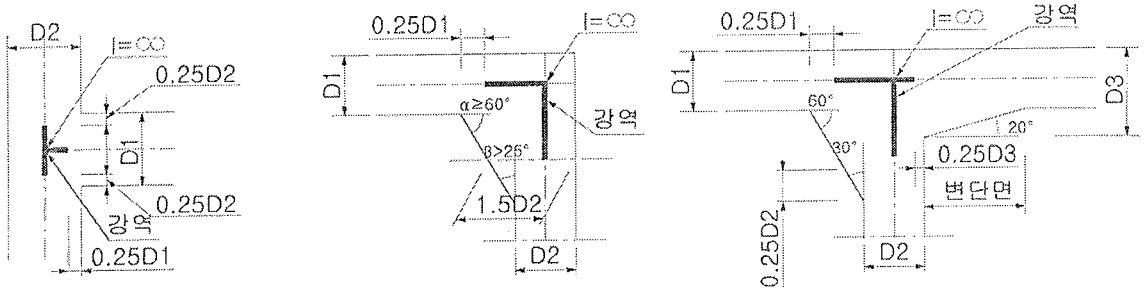
NO	Section(Tapper)	부 재
9	SEC 2 ~ 3	10
10	SEC 3 ~ 4	11
11	SEC 4 ~ 5	12
12	SEC 5 ~ 6	13
13	SEC 6 ~ 7	14
14	SEC 7 ~ 8	15
15	SEC 8 ~ 7	20
16	SEC 7 ~ 6	21
17	SEC 6 ~ 5	22
18	SEC 5 ~ 4	23
19	SEC 4 ~ 3	24
20	SEC 3 ~ 2	25

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	14	9.100	3.374
2	1.011	0.000	15	9.100	4.499
3	2.022	0.000	16	9.100	5.624
4	3.033	0.000	17	9.100	6.048
5	4.044	0.000	18	9.100	6.748
6	5.056	0.000	19	0.000	6.748
7	6.067	0.000	20	0.000	6.048
8	7.078	0.000	21	0.000	5.624
9	8.089	0.000	22	0.000	4.499
10	9.100	0.000	23	0.000	3.374
11	9.100	0.800	24	0.000	2.249
12	9.100	1.125	25	0.000	1.125
13	9.100	2.249	26	0.000	0.800

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 mm

(3) 10 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 mm

(4) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 28000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B = √(10.100 × 10.100 = 10.10 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 2800(= 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (10.100 / 0.3)$^{-3/4}$ = 6677.61 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.011/2) = 6715 kN/m	1,10
Kv2	Kv x (1.011/2 + 1.011/2) = 6752 kN/m	2~9
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	6

7. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1.2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 2

Eo = 28000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(10.100 × 10.100) = 10.100 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kv = 186666.670 × (10.100 / 0.3)$^{-3/4}$ = 13355.70 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 13355.700 = 4451.90 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(6.648 × 6.648) = 6.648 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (6.648 / 0.3)$^{-3/4}$ = 18275.37 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 18275.370 = 6091.79 kN/m³

(3) 측벽 : 제1트층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(6.648 × 6.648) = 6.648 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (6.648 / 0.3)$^{-3/4}$ = 18275.37 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 18275.370 = 6091.79 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.125/2 + 1.125/2) = 20555 kN/m	12~16,21~25
Kss1	Kss x (1.125/2 + 1.125/2) = 6852 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.011/2 + 1.011/2) = 13504 kN/m	2~9
Ksb1	Ksb x (1.011/2 + 1.011/2) = 4501 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.011/2) = 13430 kN/m	1,10
Ksb1	Kh x (1.125/2 + 0.800/2) = 17588 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1	= 0.324 × 23.000 × 0.500	= 3.723 kN/m²
Wh2	= 3.723 + 0.476 × 23.000 × 0.500	= 9.200 kN/m²
Wh3	= 9.200 + 0.648 × 19.000 × 0.500	= 15.361 kN/m²
Wh4	= 15.361 + 1.125 × 19.000 × 0.500	= 26.045 kN/m²
Wh5	= 26.045 + 1.125 × 19.000 × 0.500	= 36.730 kN/m²
Wh6	= 36.730 + 1.125 × 19.000 × 0.500	= 47.415 kN/m²
Wh7	= 47.415 + 0.325 × 19.000 × 0.500	= 50.499 kN/m²
Wh8	= 50.499 + 0.800 × 19.000 × 0.500	= 58.099 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1	= 0.324 × 23.000 × 0.500	= 3.723 kN/m²
Wh2	= 3.723 + 0.476 × 23.000 × 0.500	= 9.200 kN/m²
Wh3	= 9.200 + 0.200 × 19.000 × 0.500	= 11.100 kN/m²
Wh4	= 11.100 + 0.449 × 10.000 × 0.500	= 13.342 kN/m²
Wh5	= 13.342 + 1.125 × 10.000 × 0.500	= 18.966 kN/m²
Wh6	= 18.966 + 1.125 × 10.000 × 0.500	= 24.590 kN/m²
Wh7	= 24.590 + 1.125 × 10.000 × 0.500	= 30.213 kN/m²
Wh8	= 30.213 + 0.325 × 10.000 × 0.500	= 31.837 kN/m²
Wh9	= 31.837 + 0.800 × 10.000 × 0.500	= 35.837 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

Ww1	= 0.449 × 10.000	= 4.485 kN/m²
Ww2	= 4.485 + 1.125 × 10.000	= 15.732 kN/m²
Ww3	= 15.732 + 1.125 × 10.000	= 26.980 kN/m²
Ww4	= 26.980 + 1.125 × 10.000	= 38.227 kN/m²
Ww5	= 38.227 + 0.325 × 10.000	= 41.475 kN/m²
Ww6	= 41.475 + 0.800 × 10.000	= 49.475 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww7 = (6.648 - 1.000) × 10.000 = 56.485 kN/m²

6) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15^{\circ}\,C$

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	5.982°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.154
θ	= tan-1(kh/(1-kv)).kv =	:	8.755

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2} = 0.479$$

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	5.982°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.063
θ	= tan-1(kh/(1-kv)).kv =	:	3.605

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2} = 0.414$$

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1	= 0.324 × 23.000 × 0.479	= 3.566 kN/m²
Wh2	= 3.566 + 0.476 × 23.000 × 0.479	= 8.814 kN/m²
Wh3	= 8.814 + 0.648 × 19.000 × 0.479	= 14.716 kN/m²
Wh4	= 14.716 + 1.125 × 19.000 × 0.479	= 24.951 kN/m²
Wh5	= 24.951 + 1.125 × 19.000 × 0.479	= 35.187 kN/m²
Wh6	= 35.187 + 1.125 × 19.000 × 0.479	= 45.423 kN/m²
Wh7	= 45.423 + 0.325 × 19.000 × 0.479	= 48.378 kN/m²
Wh8	= 48.378 + 0.800 × 19.000 × 0.479	= 55.659 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.324 × 23.000 × 0.414 = 3.082 kN/m²
Wh2 = 3.082 + 0.476 × 23.000 × 0.414 = 7.618 kN/m²
Wh3 = 7.618 + 0.648 × 19.000 × 0.414 = 12.719 kN/m²
Wh4 = 12.719 + 1.125 × 19.000 × 0.414 = 21.566 kN/m²
Wh5 = 21.566 + 1.125 × 19.000 × 0.414 = 30.412 kN/m²
Wh6 = 30.412 + 1.125 × 19.000 × 0.414 = 39.259 kN/m²
Wh7 = 39.259 + 0.325 × 19.000 × 0.414 = 41.813 kN/m²
Wh8 = 41.813 + 0.800 × 19.000 × 0.414 = 48.106 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.324 × 23.000 × 0.479 = 3.566 kN/m²
Wh2 = 3.566 + 0.476 × 23.000 × 0.479 = 8.814 kN/m²
Wh3 = 8.814 + 0.200 × 19.000 × 0.479 = 10.634 kN/m²
Wh4 = 10.634 + 0.449 × 10.000 × 0.479 = 12.782 kN/m²
Wh5 = 12.782 + 1.125 × 10.000 × 0.479 = 18.169 kN/m²
Wh6 = 18.169 + 1.125 × 10.000 × 0.479 = 23.557 kN/m²
Wh7 = 23.557 + 1.125 × 10.000 × 0.479 = 28.944 kN/m²
Wh8 = 28.944 + 0.325 × 10.000 × 0.479 = 30.499 kN/m²
Wh9 = 30.499 + 0.800 × 10.000 × 0.479 = 34.331 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.324 × 23.000 × 0.414 = 3.082 kN/m²
Wh2 = 3.082 + 0.476 × 23.000 × 0.414 = 7.618 kN/m²
Wh3 = 7.618 + 0.200 × 19.000 × 0.414 = 9.191 kN/m²
Wh4 = 9.191 + 0.449 × 10.000 × 0.414 = 11.048 kN/m²
Wh5 = 11.048 + 1.125 × 10.000 × 0.414 = 15.704 kN/m²
Wh6 = 15.704 + 1.125 × 10.000 × 0.414 = 20.360 kN/m²
Wh7 = 20.360 + 1.125 × 10.000 × 0.414 = 25.016 kN/m²
Wh8 = 25.016 + 0.325 × 10.000 × 0.414 = 26.361 kN/m²
Wh9 = 26.361 + 0.800 × 10.000 × 0.414 = 29.673 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

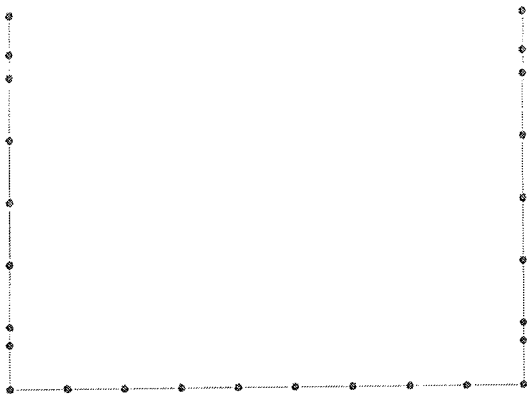
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.200×25.000×0.063 = 1.890	fb = 1.200×25.000×0.154 = 4.620

② 측벽

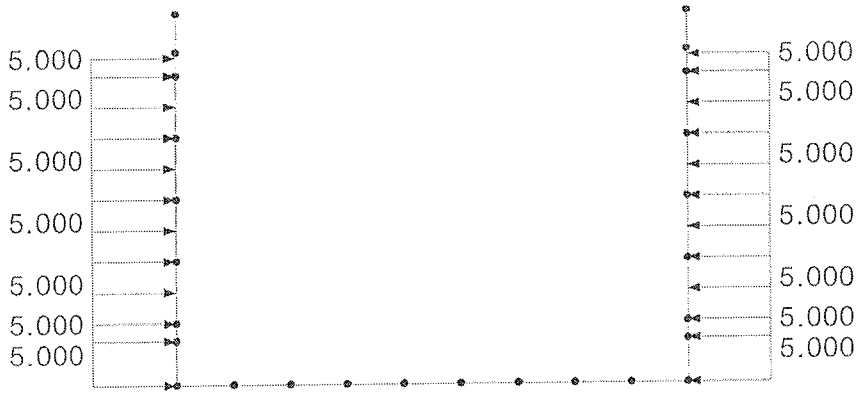
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f2 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f3 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f3 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f4 = 0.515×25.000×0.063 = 0.812	f4 = 0.515×25.000×0.154 = 1.984
f5 = 0.663×25.000×0.063 = 1.044	f5 = 0.663×25.000×0.154 = 2.552
f6 = 0.810×25.000×0.063 = 1.276	f6 = 0.810×25.000×0.154 = 3.119
f7 = 0.957×25.000×0.063 = 1.508	f7 = 0.957×25.000×0.154 = 3.686
f8 = 1.000×25.000×0.063 = 1.575	f8 = 1.000×25.000×0.154 = 3.850
f9 = 1.000×25.000×0.063 = 1.575	f9 = 1.000×25.000×0.154 = 3.850

10. 하 중 재 하 (상시)

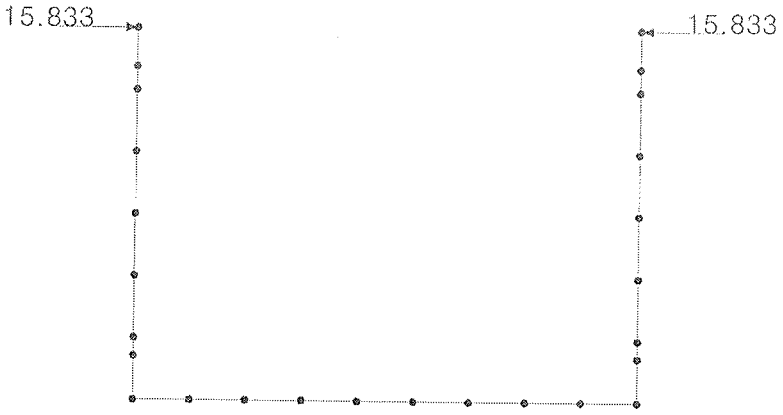
1) CASE1 - 구체자중(SW)



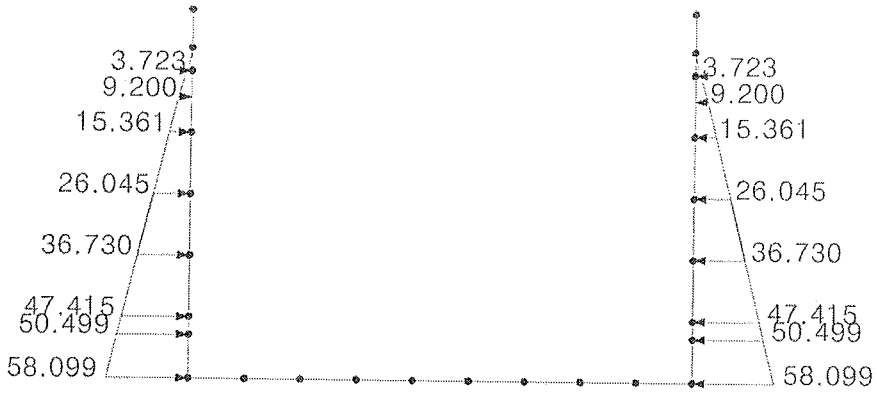
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



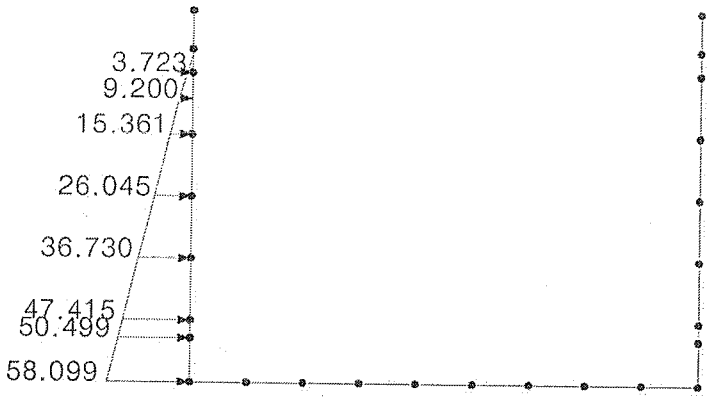
3) CASE3 - 충돌하중(CL)



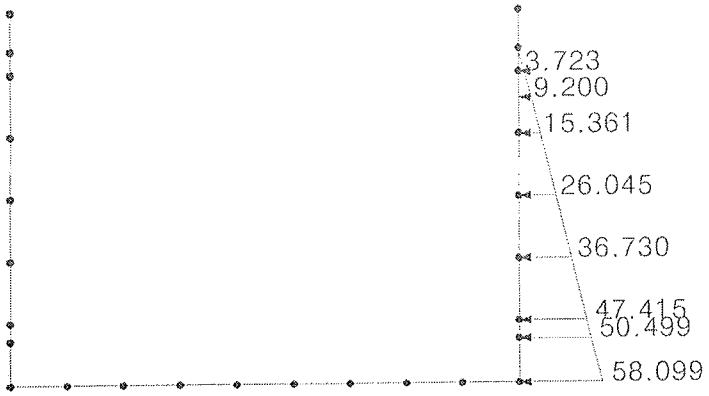
4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



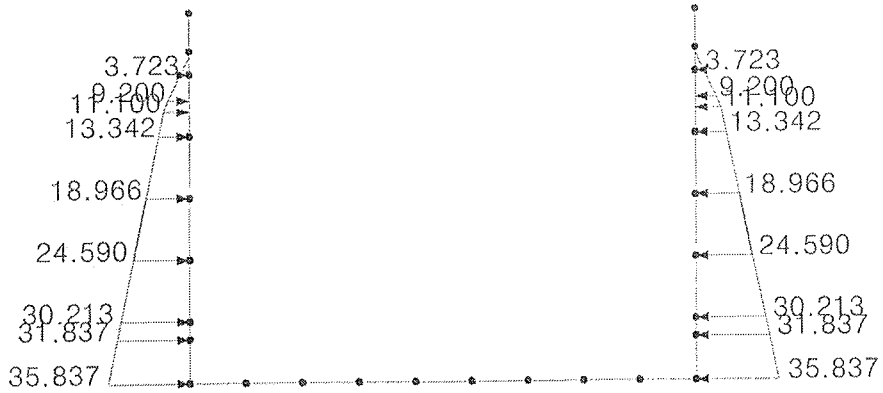
5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



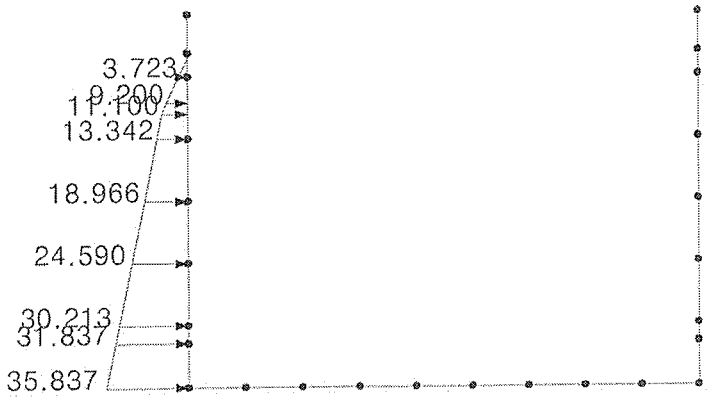
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



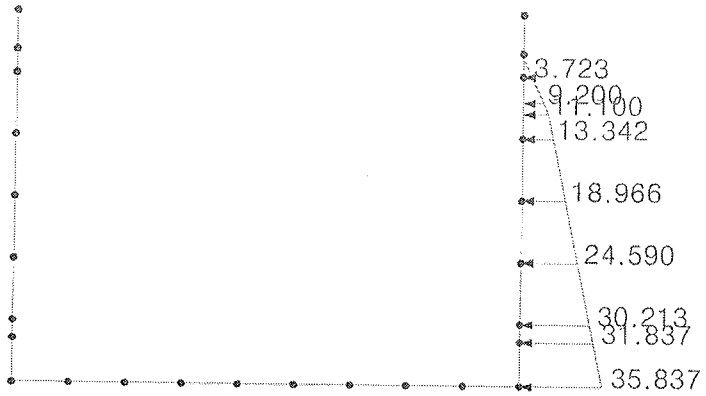
7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



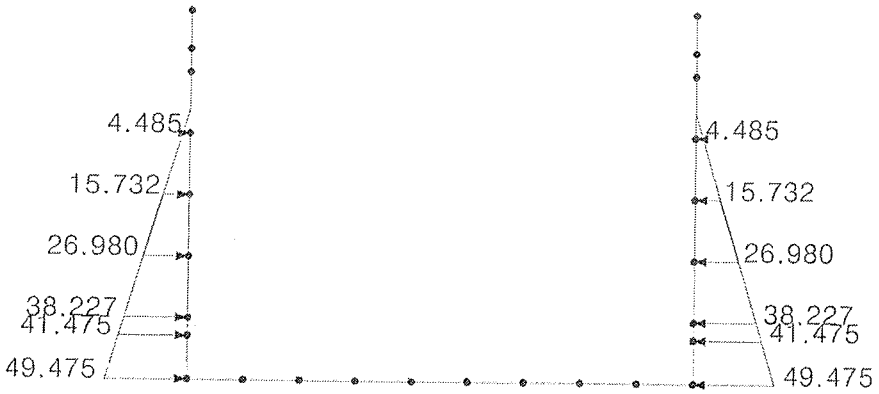
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



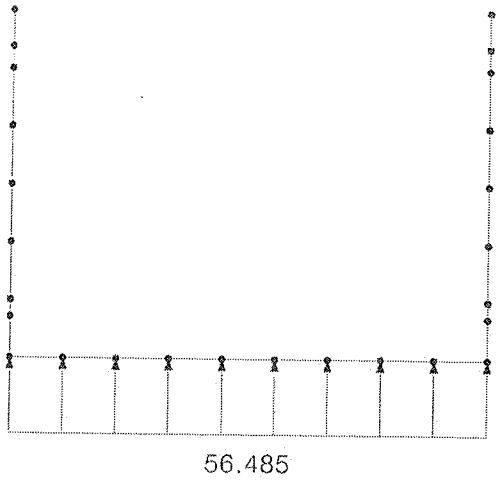
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



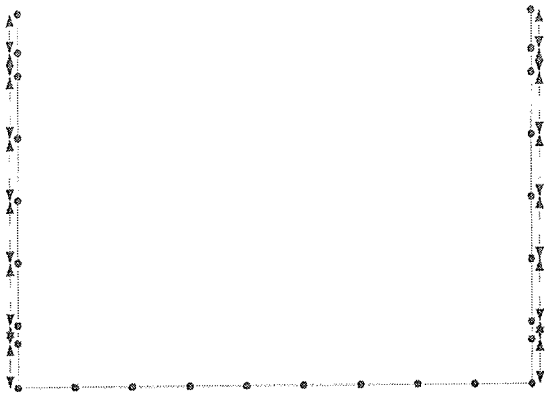
10) CASE10 - 수평수압(WATERH)



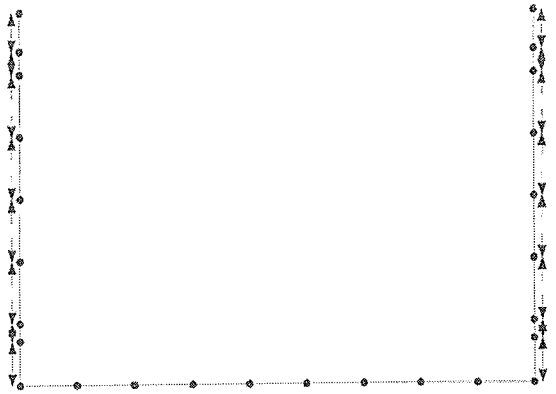
11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)



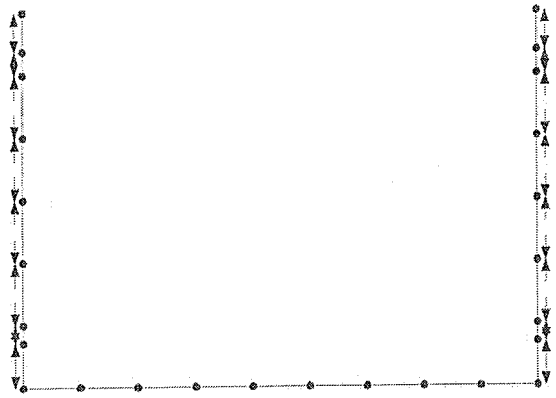
12) CASE12 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



13) CASE13 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

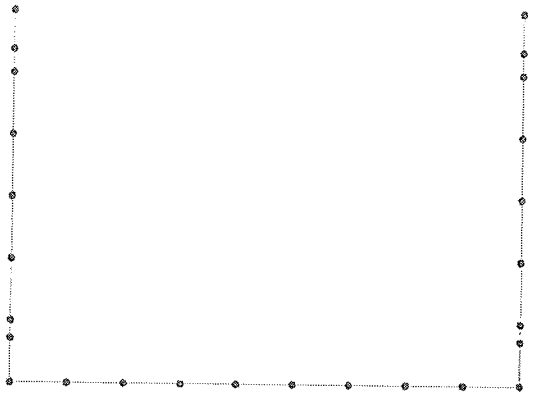


14) CASE14 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

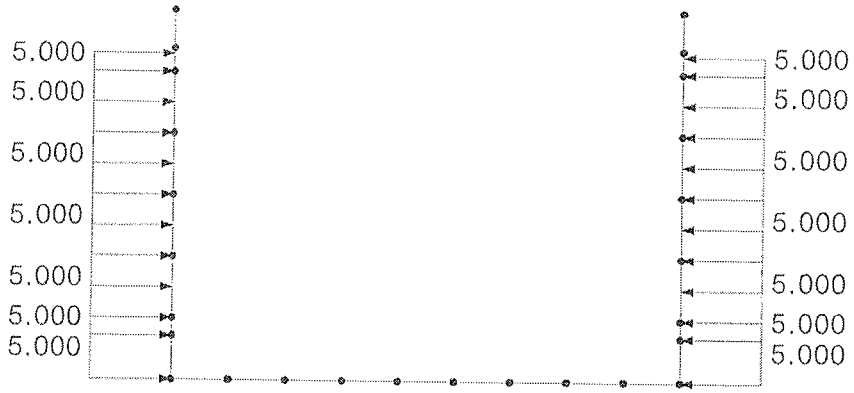


11. 하중 재하 (기능수행)

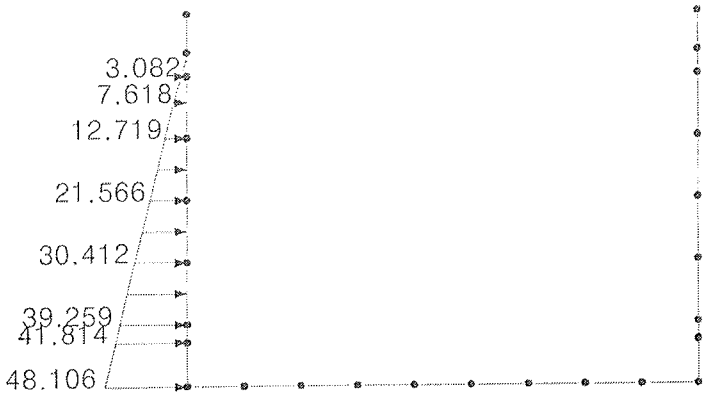
1) CASE1 - 구체자중(SW)



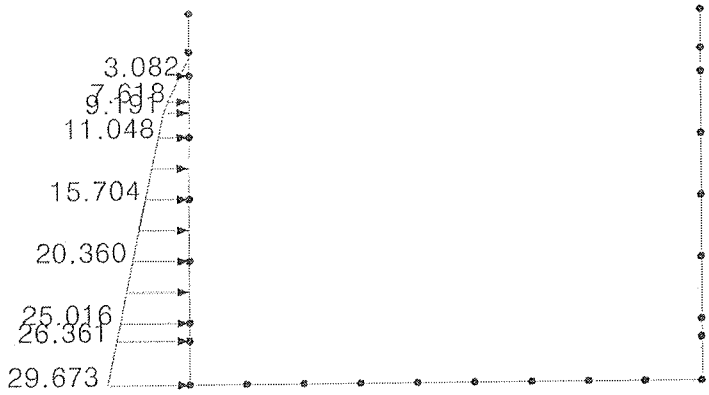
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



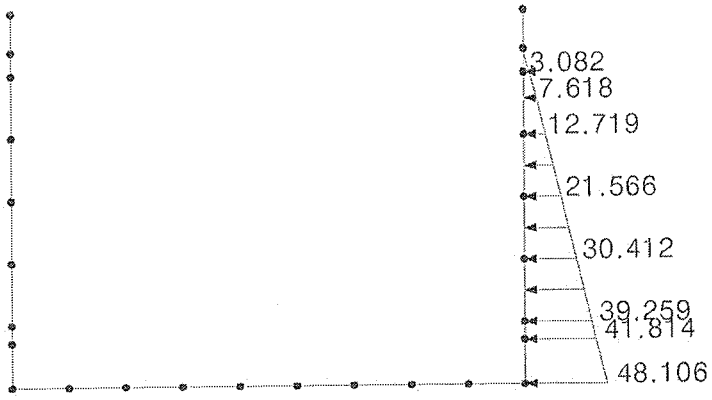
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



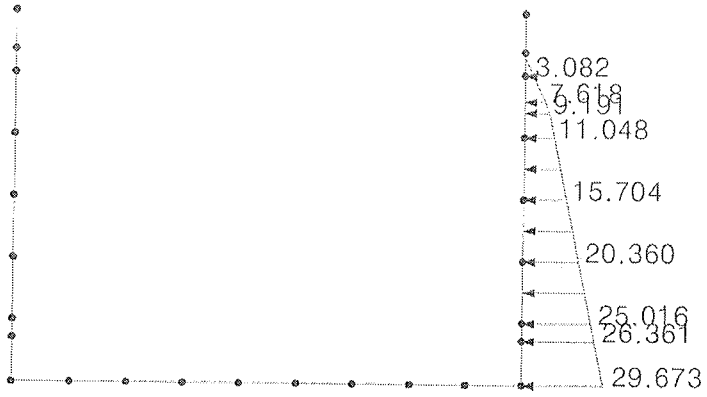
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



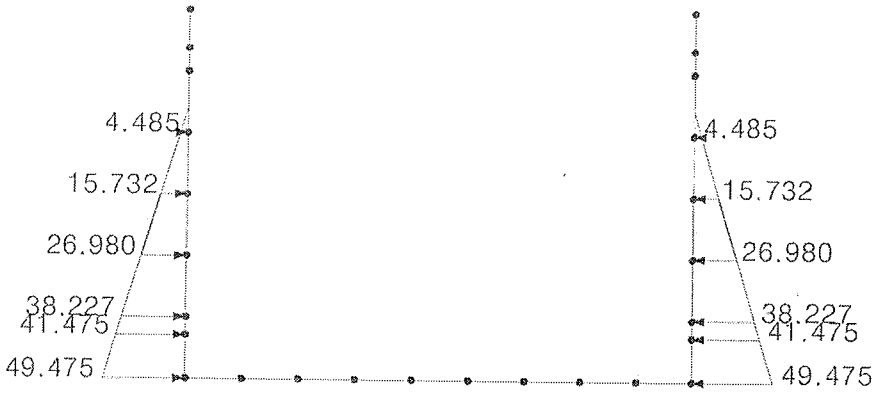
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



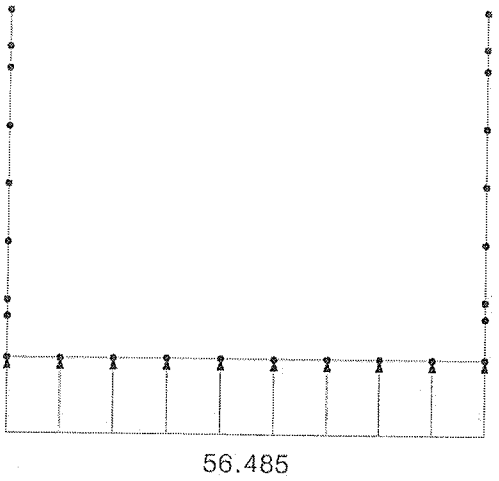
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



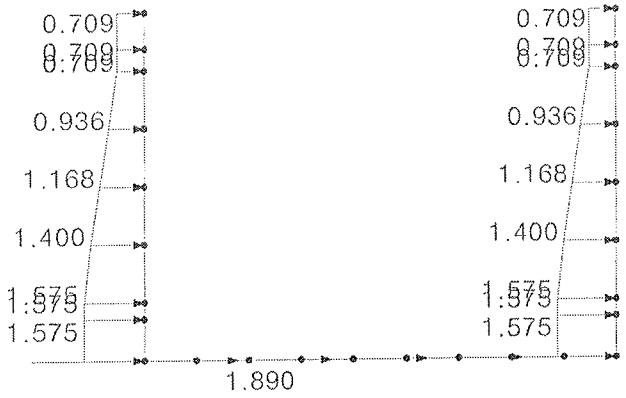
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



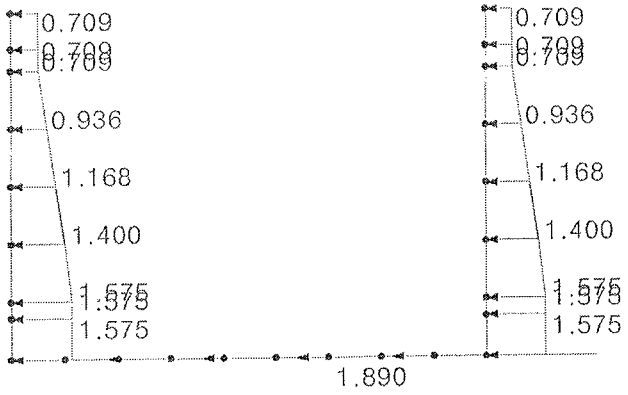
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

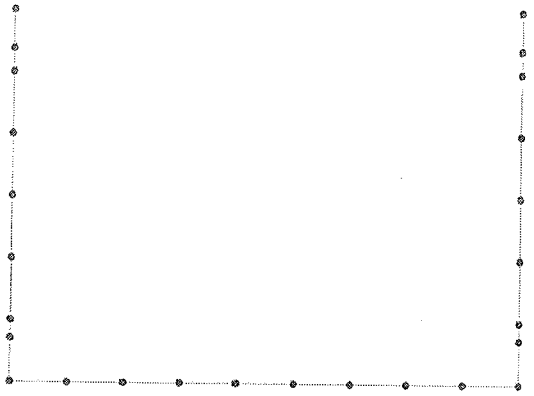


10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

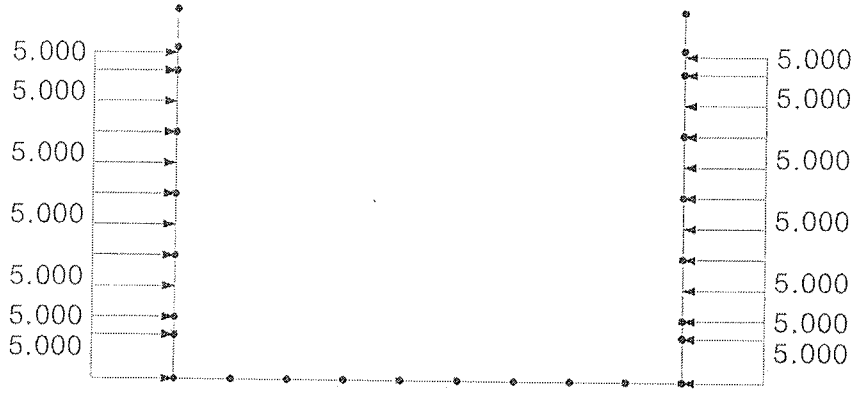


12. 하중 재하 (붕괴방지)

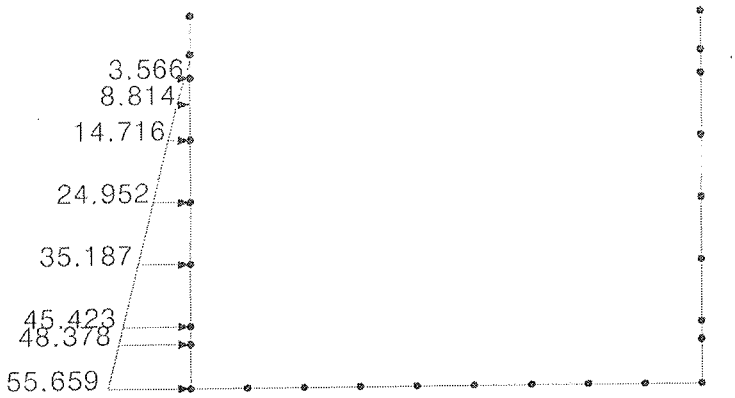
1) CASE1 - 구체자중(SW)



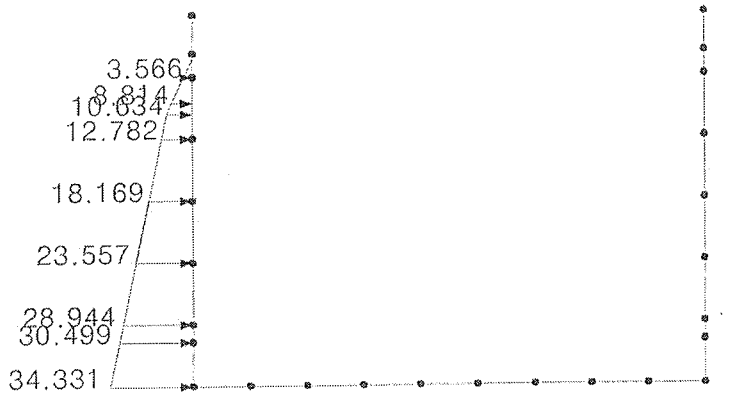
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



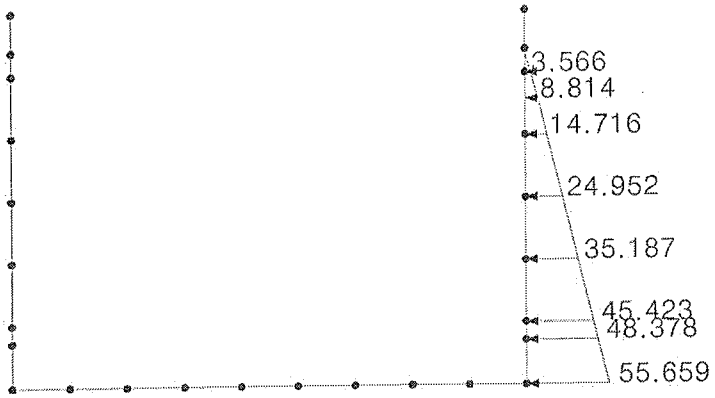
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



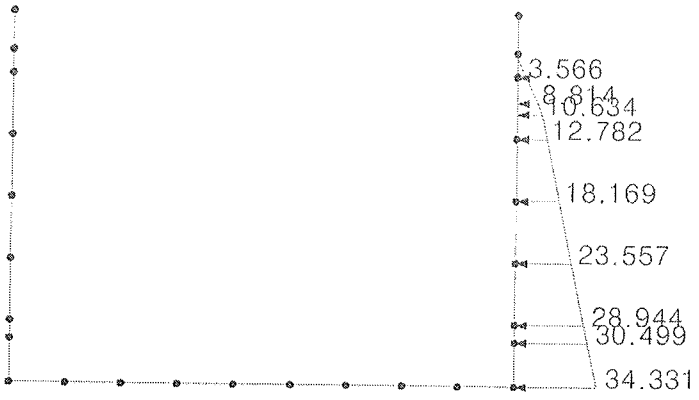
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



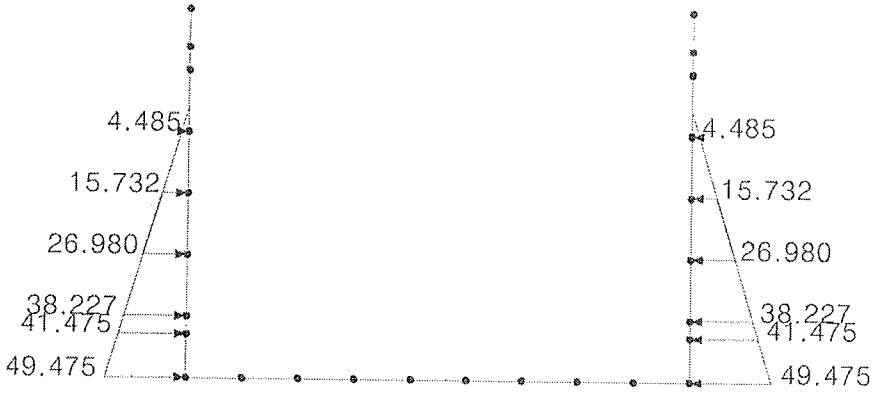
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



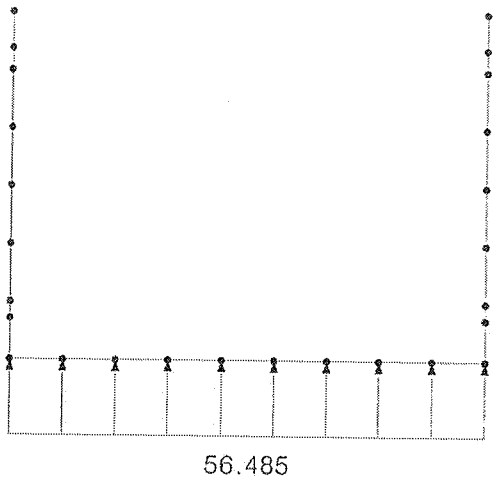
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



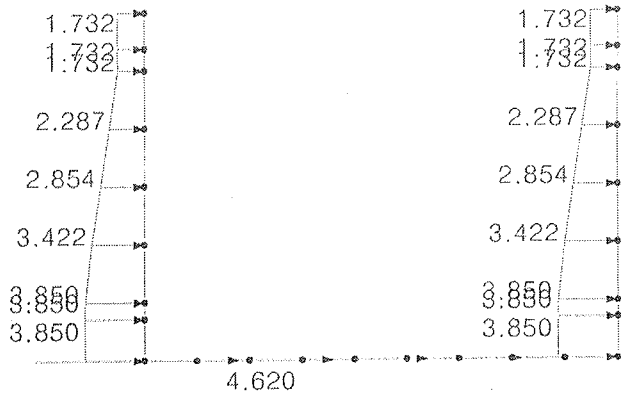
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



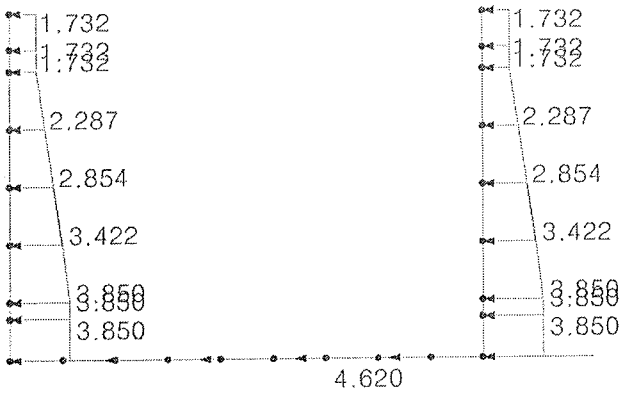
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.700 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.600	●
LC7	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.600	●
LC8	0.900	0.900		1.600		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	●

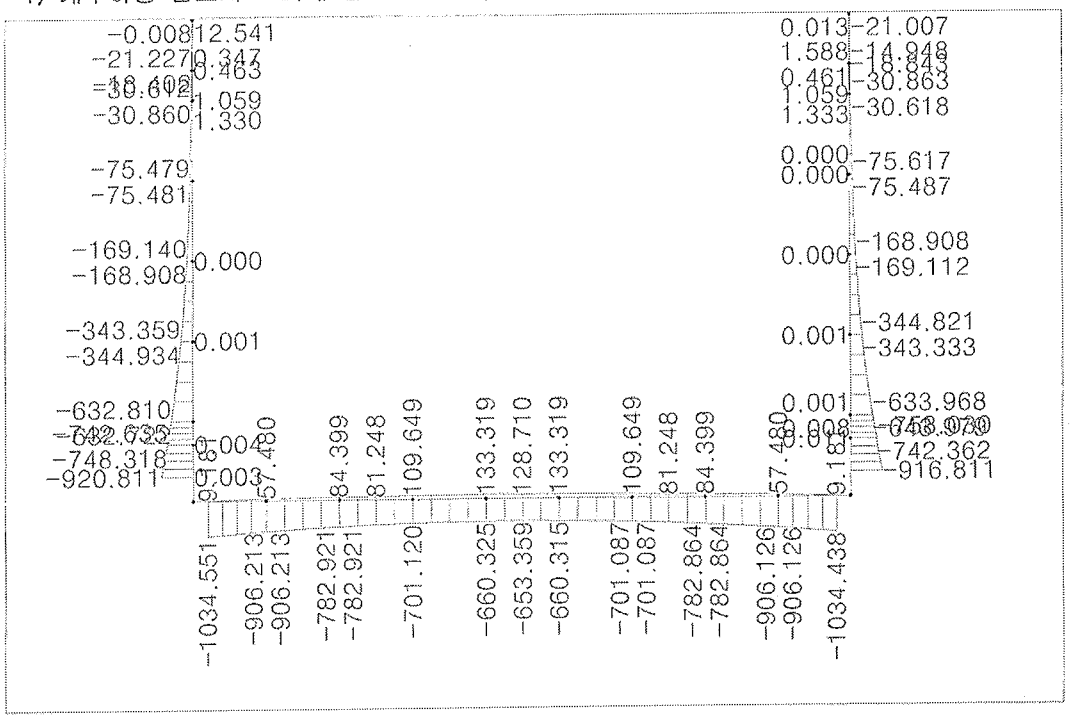
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.400	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.400	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.400	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.400	●

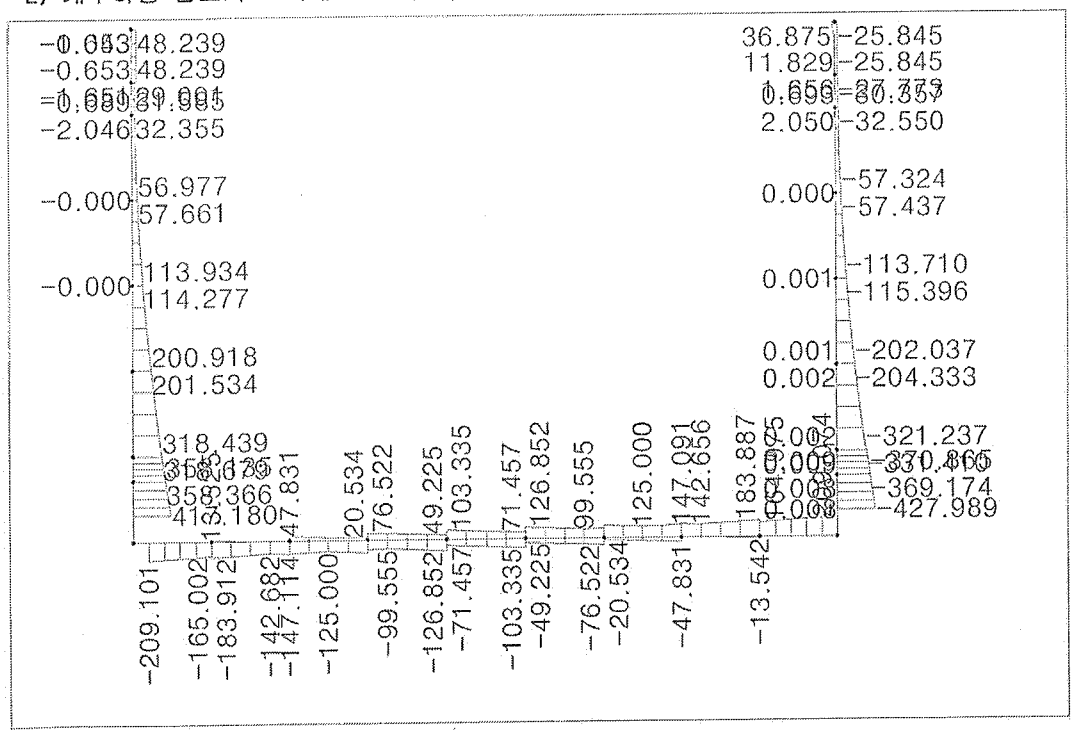
14. 단면력정리

14.1 상시

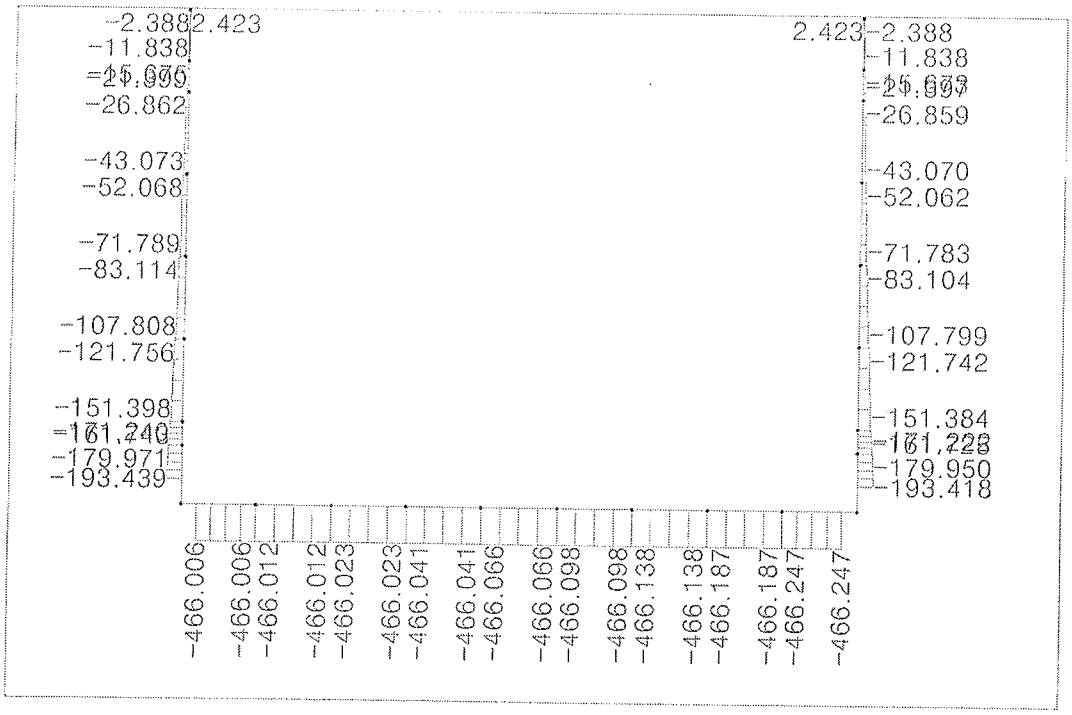
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



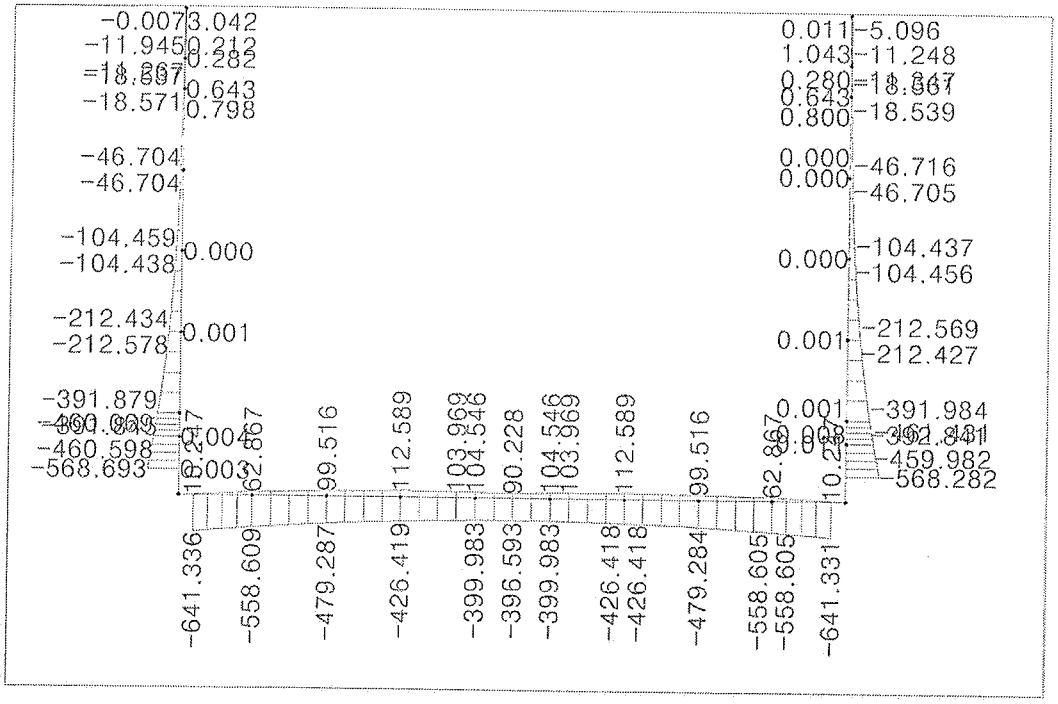
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

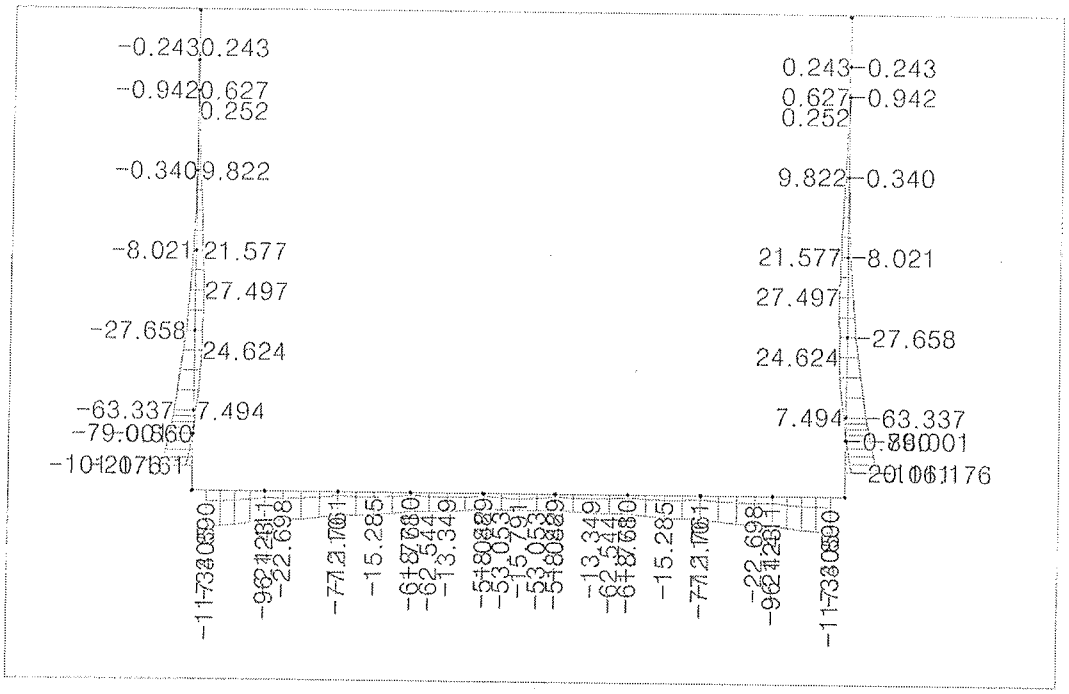


5) 단면력 정리

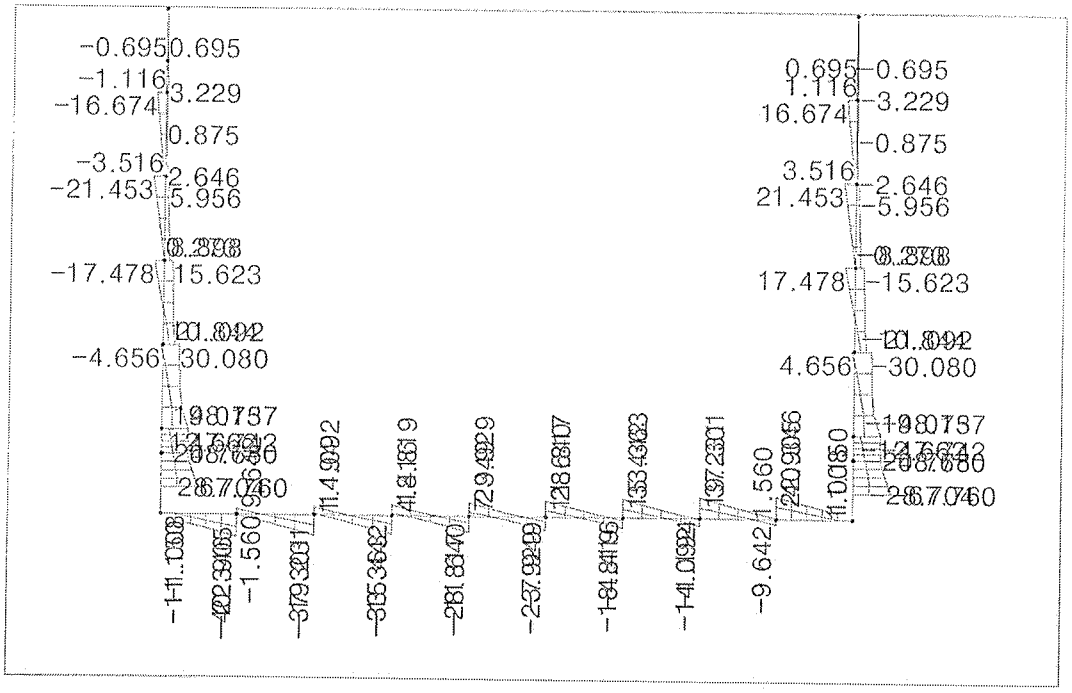
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1034.55	151.89	466.01	641.34	1000.00	1200.00	
		중앙부 (상면)	2	133.32	126.85	466.04	104.55	1000.00	1200.00	
		중앙부 (하면)	3	660.33	126.85	466.04	399.98	1000.00	1200.00	
		우측	4	1034.44	151.86	466.25	641.33	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	404.71	227.90	128.70	249.86	1000.00	872.12	
		하부	6	920.81	280.08	193.44	568.69	1000.00	1000.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	403.65	230.67	128.69	249.76	1000.00	889.10	
		하부	8	916.81	282.96	193.42	568.28	1000.00	1000.00	

14.2 지진시(기능수행)

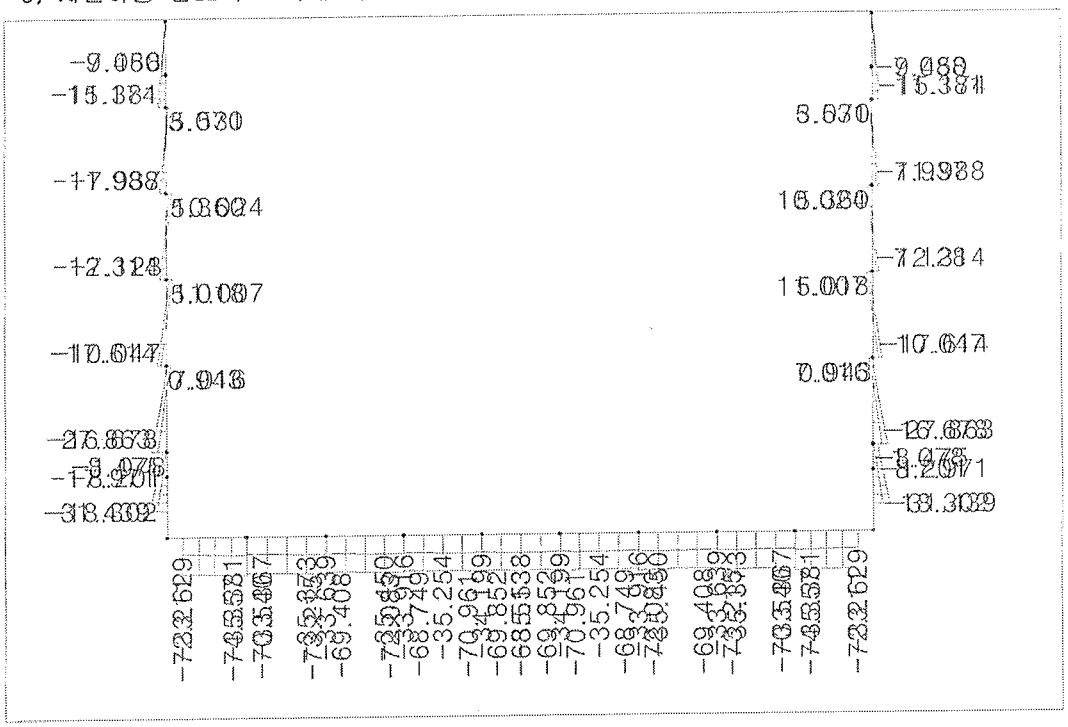
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

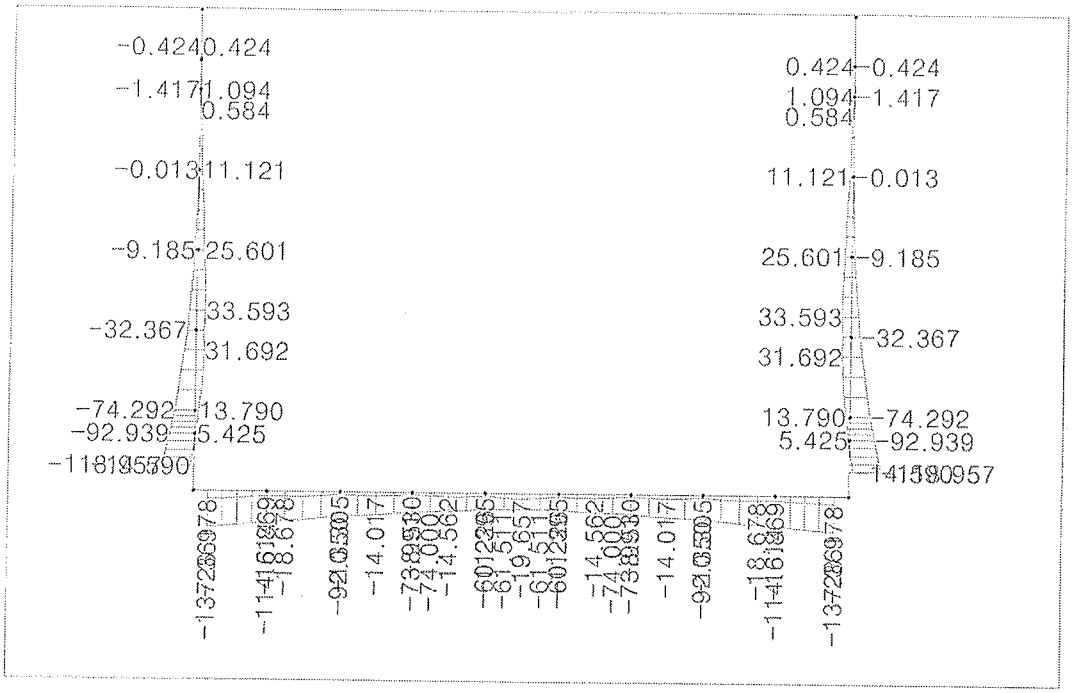


4) 단면력 정리

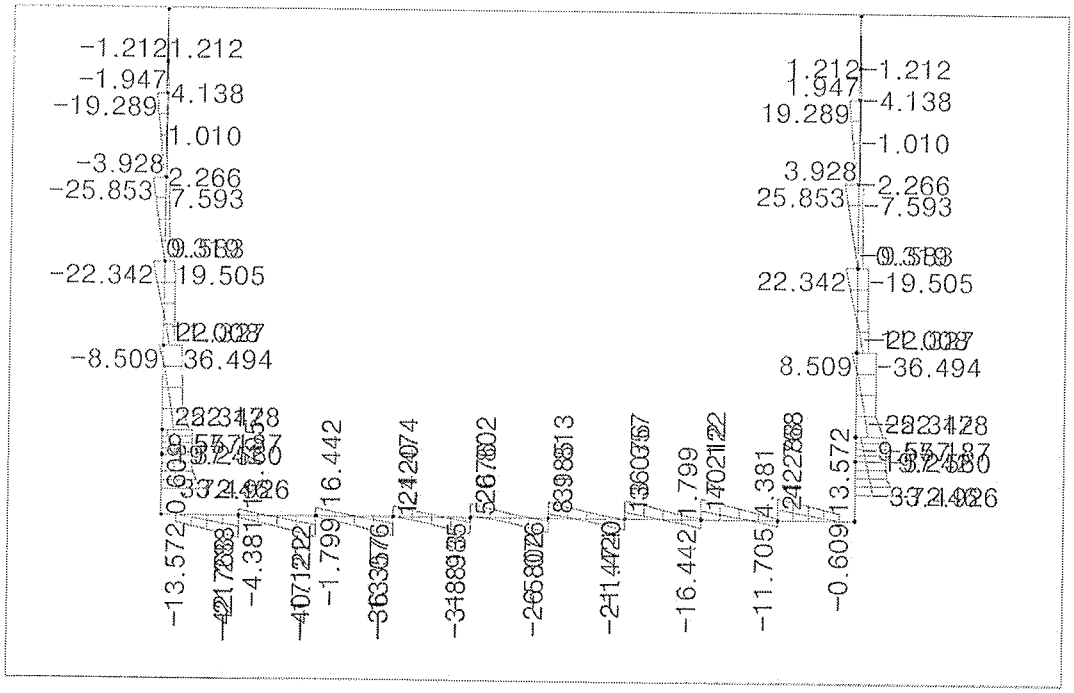
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	117.31	22.11	72.21	1000.00	1200.00	
		중앙부 (상면)	2	0.00	28.81	70.96	1000.00	1200.00	
		중앙부 (하면)	3	51.04	28.81	70.96	1000.00	1200.00	
		우측	4	117.31	22.11	72.21	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	36.23	30.93	5.23	1000.00	872.12	
		하부	6	101.18	34.64	31.52	1000.00	1000.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	36.23	30.92	5.17	1000.00	889.10	
		하부	8	101.18	34.65	31.44	1000.00	1000.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

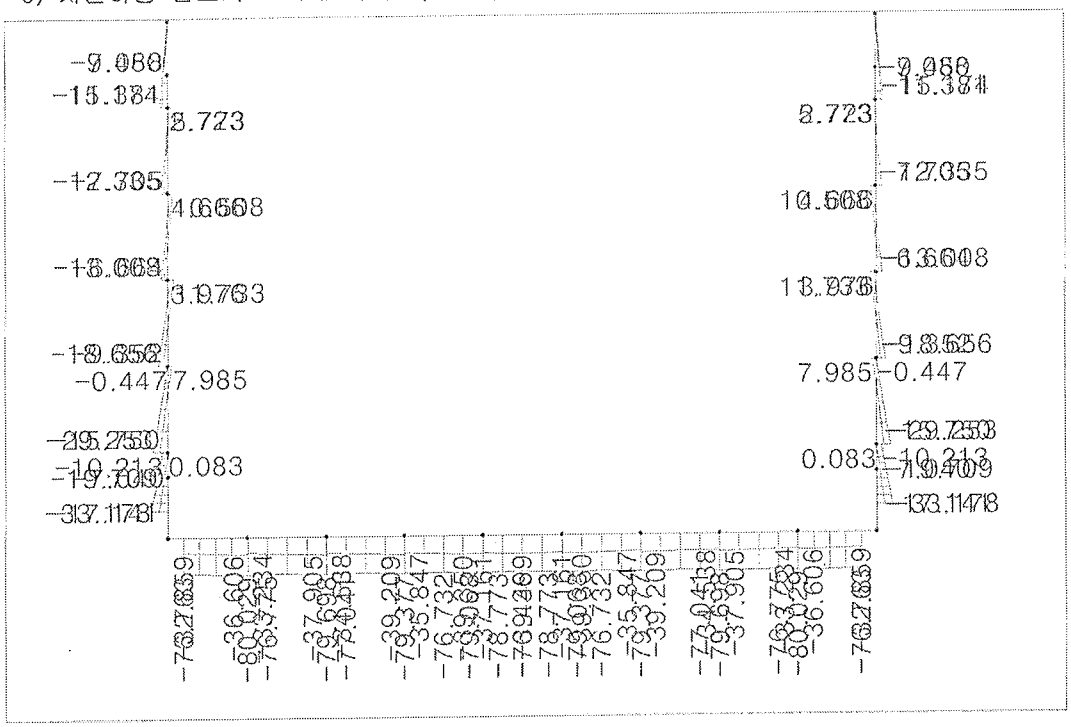
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	137.36	24.93	76.76	1000.00	1200.00	
		중앙부 (상면)	2	0.00	31.81	79.07	1000.00	1200.00	
		중앙부 (하면)	3	60.23	31.81	79.07	1000.00	1200.00	
		우측	4	137.36	24.93	76.76	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	42.68	36.92	6.62	1000.00	872.12	
		하부	6	118.96	37.61	33.25	1000.00	1000.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	42.68	36.92	6.56	1000.00	889.10	
		하부	8	118.96	37.61	33.18	1000.00	1000.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트

(kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-1034.55	-	-137.36	-117.31	-1034.55	
		중앙부 (상면)	2	133.32	-	-	-	133.32	
		중앙부 (하면)	3	-660.33	-	-60.23	-51.04	-660.33	
		우측	4	-1034.44	-	-137.36	-117.31	-1034.44	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-404.71	-	-42.68	-36.23	-404.71	
		하부	6	-920.81	-	-118.96	-101.18	-920.81	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-403.65	-	-42.68	-36.23	-403.65	
		하부	8	-916.81	-	-118.96	-101.18	-916.81	

2) 전단력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-151.89	-	-24.93	-22.11	-151.89	
		중앙부 (상면)	2	-126.85	-	-31.81	-28.81	-126.85	
		중앙부 (하면)	3	-126.85	-	-31.81	-28.81	-126.85	
		우측	4	151.86	-	24.93	22.11	151.86	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	227.90	-	36.92	30.93	227.90	
		하부	6	280.08	-	37.61	34.64	280.08	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-230.67	-	-36.92	-30.92	-230.67	
		하부	8	-282.96	-	-37.61	-34.65	-282.96	

3) 축력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-466.01	-	-76.76	-72.21	-466.01	
		중앙부 (상면)	2	-466.04	-	-79.07	-70.96	-466.04	
		중앙부 (하면)	3	-466.04	-	-79.07	-70.96	-466.04	
		우측	4	-466.25	-	-76.76	-72.21	-466.25	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-128.70	-	-6.62	-5.23	-129.06	
		하부	6	-193.44	-	-33.25	-31.52	-193.95	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-128.69	-	-6.56	-5.17	-128.69	
		하부	8	-193.42	-	-33.18	-31.44	-193.42	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-641.34	-	-	-	-641.34	
		중앙부 (상면)	2	104.55	-	-	-	104.55	
		중앙부 (하면)	3	-399.98	-	-	-	-399.98	
		우측	4	-641.33	-	-	-	-641.33	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-249.86	-	-	-	-249.86	
		하부	6	-568.69	-	-	-	-568.69	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-249.76	-	-	-	-249.76	
		하부	8	-568.28	-	-	-	-568.28	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1100	1034.55	1467.36	2829.61	H25 - 8.0EA	4053.60	1.42
		중앙부(상면)	2	1000	1120	133.32	300.64	351.06	H16 - 4.0EA	794.40	2.26
		중앙부(하면)	2	1000	1100	660.33	941.47	1790.99	H29 - 4.0EA	2569.60	1.43
		우측	3	1000	1100	1034.44	1467.36	2829.29	H25 - 8.0EA	4053.60	1.42
		우측(배수구단면)	3	1000	976	921.69	1158.64	3196.20	H25 - 8.0EA	4053.60	1.26
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	772	404.71	1015.47	1569.41	H25 - 8.0EA	4053.60	2.51
		하부	5	1000	900	920.81	1191.72	3102.38	H25 - 8.0EA	4053.60	1.29
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	789	403.65	1038.87	1530.38	H25 - 8.0EA	4053.60	2.57
		하부	7	1000	900	916.81	1191.72	3088.48	H25 - 8.0EA	4053.60	1.30

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	714.5	151.9	714.47	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	2	727.5	126.8	727.46	-	-	-	-	-	O.K
		우측	3	714.5	151.9	714.47	-	-	-	-	-	O.K
		우측(배수구단면)	3	569.0	171.0	790.96	-	-	-	-	-	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	501.5	227.9	501.51	-	-	-	-	-	O.K
		하부	5	584.6	280.1	584.57	-	-	-	-	-	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	512.5	230.7	512.53	-	-	-	-	-	O.K
		하부	7	584.6	283.0	584.57	-	-	-	-	-	O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1100.00	100.00	1034.55	151.89

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 83.119) / 83.119 = 0.03670

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2829.611 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.433]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00369

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (1100.00 - a/2) = 1467.360 kN.m

≥ Mu (= 1034.551 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.418]

* 전단에 대한 검토 (d = 1100.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1100.00 = 714.471 kN

≥ Vu (= 151.888 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1120.00	80.00	133.32	126.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 16.289) / 16.289 = 0.20327

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 351.061 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.263]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00071

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (1120.00 - a/2) = 300.638 kN.m

≥ Mu (= 133.319 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.255]

* 전단에 대한 검토 (d = 1120.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1120.00 = 727.461 kN

≥ Vu (= 126.848 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1100.00	100.00	660.33	126.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 52.689) / 52.689 = 0.05963

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1790.988 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.435]

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00234

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (1100.00 - a/2) = 941.466 kN.m

≥ Mu (= 660.325 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.426]

* 전단에 대한 검토 (d = 1100.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1100.00 = 714.471 kN

≥ Vu (= 126.848 kN) ∴ 전단보강 불필요.

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1100.00	100.00	1034.44	151.86

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 83.119) / 83.119 = 0.03670

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2829.295 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.433]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00369

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (1100.00 - a/2) = 1467.360 kN.m

≥ Mu (= 1034.438 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.419]

* 전단에 대한 검토 (d = 1100.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1100.00 = 714.471 kN

≥ Vu (= 151.857 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	976.0	876.0	100.0	921.7	171.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (876.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02862

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3196.195\ mm^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.268]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

수축온도철근비 = 0.00200

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

ρuse = As / bd = 0.00463

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (876.00 - a/2) = 1158.638 kN.m

≥ Mu (= 921.686 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.257]

* 전단에 대한 검토 (d = 876.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 876.00 = 568.979 kN

≥ Vu (= 170.982 kN) , 전단보강 불필요.

■ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	872.12	772.12	100.00	404.71	227.90

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (772.12 - 83.119) / 83.119 = 0.02487

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1569.408 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.583]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00525

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (772.12 - a/2) = 1015.470 kN.m

≥ Mu (= 404.705 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.509]

* 전단에 대한 검토 (d = 772.12 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 772.12 = 501.508 kN

≥ Vu (= 227.898 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	920.81	280.08

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02948

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3102.383 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.307]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00450

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (900.00 - a/2) = 1191.715 kN.m

≥ Mu (= 920.811 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.294]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 900.00 = 584.567 kN

≥ Vu (= 280.084 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	889.10	789.10	100.00	403.65	230.67

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (789.10 - 83.119) / 83.119 = 0.02548

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1530.384 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.649]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00514

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (789.10 - a/2) = 1038.867 kN.m

≥ Mu (= 403.652 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.574]

* 전단에 대한 검토 (d = 789.10 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 789.10 = 512.534 kN

≥ Vu (= 230.673 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	916.81	282.96

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02948

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3088.476 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.312]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00450

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (900.00 - a/2) = 1191.715 kN.m

≥ Mu (= 916.811 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.300]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 900.00 = 584.567 kN

≥ Vu (= 282.963 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 중앙부_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 중앙부_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 976 × 0.0020 = 1952.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1952.00 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 × 976 × 1000 = 1464.00 ㎟ (≤1800)
∴ 1464.00 ㎟ ≤ 1986.000 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 874 × 0.0020 = 1747.60 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1747.596 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 874 x 1000 = 1310.7 ㎟ (≤1800)
∴ 1310.7 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 974 × 0.0020 = 1947.60 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 974 x 1000 = 1460.7 ㎟ (≤1800)
∴ 1460.7 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 874 × 0.0020 = 1747.60 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1747.596 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 874 x 1000 = 1310.7 ㎟ (≤1800)
∴ 1310.7 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

9) 우측벽체 : 하부

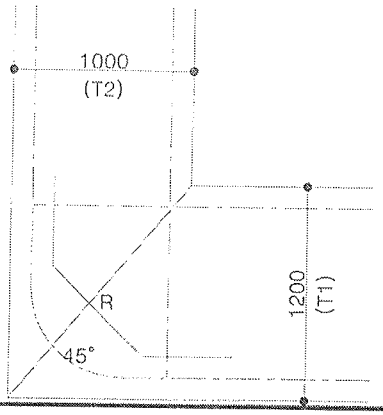
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 974 × 0.0020 = 1947.60 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 974 x 1000 = 1460.7 ㎟ (≤1800)
∴ 1460.7 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 641.336 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 641.336 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1562.050$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 641.34 \times 10^6}{1562.050^2 \times 1000} = 1.314 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 641.34 \times 10^6}{1562.050 \times 180} = 4561.924 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb
= 4561.924 mm² - 2026.800 mm²
= 2535.124 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 4EA

∴ Total As = 2569.600 mm² > Req'd As (= 2535.124 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

$k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

$= -7 \times 0.0007093 + \sqrt{(2 \times 0.0050 + (0.0050)^2)} = 0.095$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.095 / 3 = 0.968$

$fs = Mo / (As \times d \times j) = 10246887.000 / (794.400 \times 1120.000 \times 0.968)$

$= 11.893$ MPa

인장력 $Th1 = fs \times As = 11.893 \times 794.400 = 9447.575$ N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

$k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

$= -7 \times 0.0008635 + \sqrt{(2 \times 0.0060 + (0.0060)^2)} = 0.104$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.104 / 3 = 0.965$

$fs = Mo / (As \times d \times j) = 10246887.000 / (794.400 \times 920.000 \times 0.965)$

$= 14.524$ MPa

인장력 $Th2 = fs \times As = 14.524 \times 794.400 = 11538.181$ N

- 보강철근량 산정

$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times AsT$: 대각선 방향의 인장력

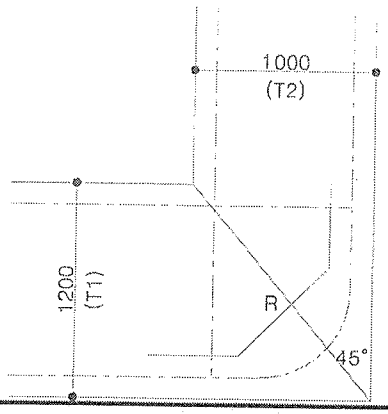
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(9447.575^2 + 11538.181^2)} / 180.0$

$As = 82.848$ ㎟

사용철근량 : H13 @ 500, 2EA = 506.800 ㎟ ∴ O.K

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 641.331 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 641.331 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1562.050$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 641.33 \times 10^6}{1562.050^2 \times 1000} = 1.314 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 641.33 \times 10^6}{1562.050 \times 180} = 4561.889 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb
= 4561.889 mm² - 2026.800 mm²
= 2535.089 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 4EA

∴ Total As = 2569.600 mm² > Req'd As (= 2535.089 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

$k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

$= -7 \times 0.0007093 + \sqrt{(2 \times 0.0050 + (0.0050)^2)} = 0.095$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.095 / 3 = 0.968$

$fs = Mo / (As \times d \times j) = 10246887.000 / (794.400 \times 1120.000 \times 0.968)$

$= 11.893$ MPa

인장력 $Th1 = fs \times As = 11.893 \times 794.400 = 9447.575$ N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

$k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

$= -7 \times 0.0008635 + \sqrt{(2 \times 0.0060 + (0.0060)^2)} = 0.104$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.104 / 3 = 0.965$

$fs = Mo / (As \times d \times j) = 10246887.000 / (794.400 \times 920.000 \times 0.965)$

$= 14.524$ MPa

인장력 $Th2 = fs \times As = 14.524 \times 794.400 = 11538.181$ N

- 보강철근량 산정

$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times AsT$: 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(9447.575^2 + 11538.181^2)} / 180.0$

$As = 82.848$ ㎟

사용철근량 : H13 @ 500, 2EA = 506.800 ㎟ ∴ O.K

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	1100	H25 - 8.0EA	125	291.756	O.K	2.334
		중앙부 (상면)	2	1120	H16 - 4.0EA	250	469.015	O.K	1.876
		중앙부 (하면)	2	1100	H29 - 4.0EA	250	312.102	O.K	1.248
		우측	3	1100	H25 - 8.0EA	125	291.760	O.K	2.334
		우측(배수 구단면)	3	976	H25 - 8.0EA	125	236.000	O.K	1.888
좌측벽체	1층	중앙부	4	772	H25 - 8.0EA	125	689.838	O.K	5.519
		하부	5	900	H25 - 8.0EA	125	249.133	O.K	1.993
우측벽체	1층	중앙부	6	789	H25 - 8.0EA	125	710.927	O.K	5.687
		하부	7	900	H25 - 8.0EA	125	249.471	O.K	1.996

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 641.336 x 1000000 / [4053.600 x (1100.000 - 223.082/3)]
= 154.259 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(7x4053.600)]
= 223.082 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 154.26) - 2.5 x 87.50 = 291.76 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 154.26) = 408.40 mm

Sa는 작은 값인 291.76 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 291.76 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 104.546 x 1000000 / [794.400 x (1120.000 - 106.185/3)]

= 121.338 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x794.400)]

= 106.185 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 121.34) - 2.5 x 72.00 = 469.02 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 121.34) = 519.21 mm

Sa는 작은 값인 469.02 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 469.02 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 중앙부_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 399.983 x 1000000 / [2569.600 x (1100.000 - 181.751/3)]

= 149.757 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2569.600/1000.0 + 7x2569.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(7x2569.600)]

= 181.751 mm

사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 149.76) - 2.5 x 85.50 = 312.10 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 149.76) = 420.68 mm

Sa는 작은 값인 312.10 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 312.10 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 641.331 x 1000000 / [4053.600 x (1100.000 - 223.082/3)]
= 154.258 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(7x4053.600)]
= 223.082 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 154.26) - 2.5 x 87.50 = 291.76 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 154.26) = 408.41 mm
Sa는 작은 값인 291.76 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 291.76 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 569.001 x 1000000 / [4053.600 x (876.000 - 196.388/3)]
= 173.181 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x876.0/(7x4053.600)]
= 196.388 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 173.18) - 2.5 x 87.50 = 235.98 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 173.18) = 363.78 mm
Sa는 작은 값인 235.98 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 235.98 mm) ∴ O.K

6) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 249.859 x 1000000 / [4053.600 x (772.121 - 182.867/3)]
= 86.673 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x772.1/(7x4053.600)]
= 182.867 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 86.67) - 2.5 x 87.50 = 689.84 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 86.67) = 726.87 mm
Sa는 작은 값인 689.84 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 689.84 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 568.693 x 1000000 / [4053.600 x (900.000 - 199.398/3)]
= 168.311 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x4053.600)]
= 199.398 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 168.31) - 2.5 x 87.50 = 249.13 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 168.31) = 374.31 mm
Sa는 작은 값인 249.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 249.13 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 249.761 x 1000000 / [4053.600 x (789.098 - 185.135/3)]
= 84.707 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x789.1/(7x4053.600)]
= 185.135 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 84.71) - 2.5 x 87.50 = 710.93 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 84.71) = 743.74 mm
Sa는 작은 값인 710.93 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 710.93 mm) ∴ O.K

9) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 568.282 x 1000000 / [4053.600 x (900.000 - 199.398/3)]
= 168.190 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x4053.600)]
= 199.398 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 168.19) - 2.5 x 87.50 = 249.47 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 168.19) = 374.58 mm
Sa는 작은 값인 249.47 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 249.47 mm) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

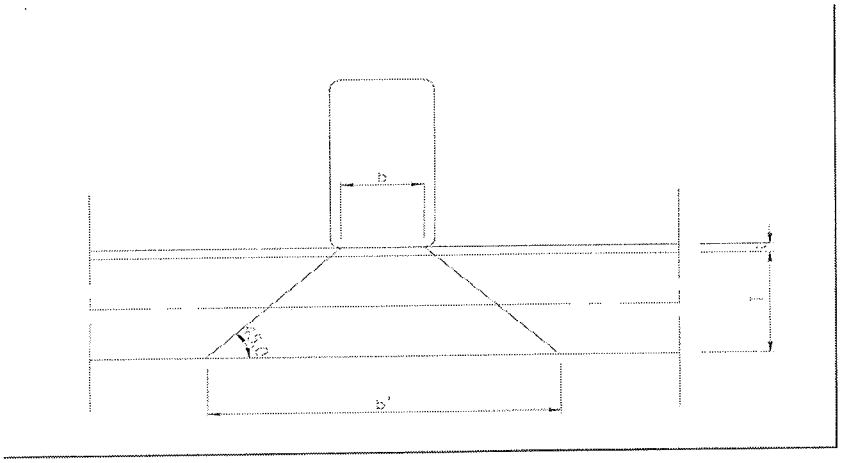
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 519.007 / 10.100 = 51.387 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

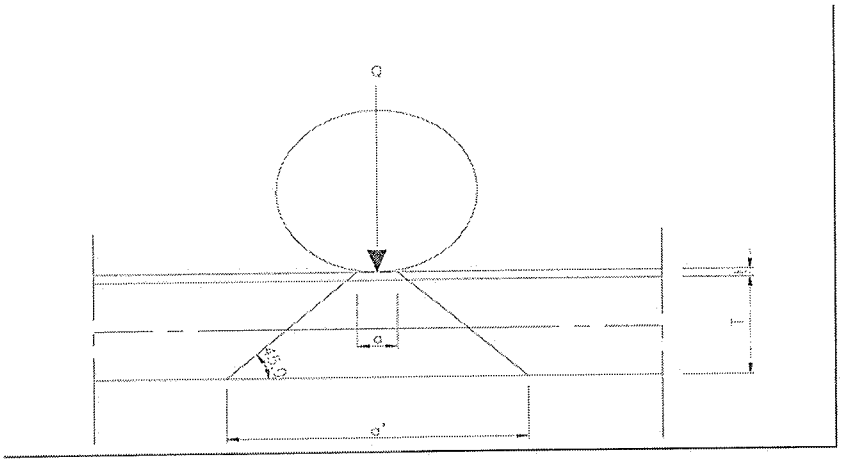


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 1200 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.200 + 0.080) × cot 45°

= 3.060 m



a' = 0.200 + 2 × (1.200 + 0.080) × cot 45°

= 2.760 m

Qz = 96.0 / (3.060 × 2.760 11.367 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$Qmax = 51.39 + 1.84 + 11.37$

$= 64.594 \ kN/m^2$

2) 지반의 허용연직지지력

$Qa = 260.42 \ kN/m^2 \geq Qmax = 64.59 \ kN/m^2$ ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	10.100	×	1.200	×	25.000				=	303.000	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	6.149	×	25.000	×	2		=	138.353	kN/m
	:	0.550	×	5.449	×	25.000	/	2	× 2	=	74.924	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000				=	10.000	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.080	×	23.000				=	12.880	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	1.000	×	19.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	4.449	×	10.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	4.449	×	10.000	×	2		=	0.000	kN/m
								∴ Σ		=	539.156	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 1.000 \times 4.449 \times 19.000 + 4.449^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 539.156 + 0.000 = 539.156 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 10.100 × 5.649 × 10.000

= 570.549 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 539.156 / 570.549

= 0.945 ≤ 1.05 ∴ NG → 부력방지앵커 설치 필요

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.6 m (보링주상도 NNBB-5 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	10.100	×	1.200	×	25.000					=	303.000	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	6.149	×	25.000	×	2			=	138.353	kN/m
	:	0.550	×	5.449	×	25.000	/	2	×	2	=	74.924	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000					=	10.000	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.080	×	23.000					=	12.880	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	6.600	×	19.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-1.151	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-1.151	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
								∴ Σ			=	539.156	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 6.600^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 6.600 \times -1.151 \times 19.000 + -1.151^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 539.156 + 0.000 = 539.156 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 10.100 × 0.049 × 10.000

= 4.949 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 539.156 / 4.949

= 108.942 > 1.20 ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하여 우기등의 특별한 경우를 대비

대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{303.000}{10.100 \times 10.000 \times 1.100} = 2.727 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.727 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{526.276}{10.100 \times 10.000 \times 1.100} = 4.737 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.737 m 이하유지

20. 앵커 검토

(1) 부력에 대한 안정성 검토

$$F.S = \frac{\text{앵커력} + \text{구조물자중}}{\text{부력}} = \frac{110\ kN/m + 539.156\ kN/m}{570.549\ kN/m} = 1.14 > 1.05$$

☞ 적 용 : O.K

(2) 총 필요앵커력 (U-8)

앵커력 X 연장길이 = 110 X 20 = 2,200 kN

(3) 앵커 개수

2,200 ÷ 6 = 366.667 kN/ea

(4) 설계조건

1) 설계하중 : 370 kN
2) 천공직경 : 115 ㎜
3) 안전율(F.S) : 1.5 (암반의 인장,압축 파괴에 대한 안전율)
4) 설치간격 : 5 m (CTC 최소 간격 기준)
5) 지반조건 : 【표 1】참조 < NNBB-5참조 >

【표 1】

정착지반	내부마찰각 (ϕ) (°)	일축압축강도(σ_c) kN/㎡	허용인장강도(σ_{at}) ⓐ kN/㎡	포아송비(ν) ⓑ	단위중량 (kN/m^3)
연암	35	20,000	462.2	0.3	23.0

※ ⓐ 암반허용 인장강도 (신윤식 1998,지반활동공학,p.535)

암반의 허용인장강도와 일축압축강도의 관계(신뢰한계 99% 회귀식)

$$\sigma_{at} = 0.0334 \times \sigma_c^{0.9305}$$ (단, σ_c의 단위는 kg/cm^2)

$$= 0.0334 \times 200.0^{0.9305} = 462.2\ kN/m^2$$

ⓑ 포아송 비는 암질상태에 따라 0.2~0.5 값을 적용

(5) 인장재 산정

1) 인장재 종류

【표 2】

규 격	단위	12.7mm (SWPC 7B)	15.2 mm (SWPC 7B)
극한하중 (P_u)	kN	183	261
항복하중 (P_y)	kN	156	222
공칭단면적 (A_s)	㎟	98.71	138.7
탄성계수 (E)	MPa	2.E+05	2.E+05
Relaxation	%	3 (Max.)	3 (Max.)

2) 강연선의 허용인장응력 산정(T_a)

$T_{a1} = 0.60 \times P_u$, $T_{a2} = 0.75 \times P_y$ 중, 작은 값

$T_{a1} = 0.60 \times P_u = 0.60 \times 183 = 109.8$ kN/ea

$T_{a2} = 0.75 \times P_y = 0.75 \times 156 = 117.0$ kN/ea

☞ 적 용 : 110 kN

2) 강선가닥수의 산정

소요강선수 n = 설계축력 / T_a = 370 / 109.8 = 3.37

☞ 적 용 : 5 가닥

◆ 암반의 분류 ◆

【표 3】 건설표준품셈에 의한 암종 구분 <한국지반공학회 2009,구조물 기초 설계기준,p112>

구 분	A	B
대표적 암명	편마암,사질편암,녹색편암,각암,석회암,사암,휘록응회암,역암,화강암,섬록암,감람암,사교암,유교암,현암,안산암	흑색편암,녹색편암,휘록응회암,혈암,니암응회암,점괴암
함유물등에 의한 시각 판정	사질분,석영분을 다량 함유하고 암질이 단단한 것, 결정도가 높은 것	사질분,석영분이 거의 없고 융회분이 거의 없는 것,천메상의 것
500~1,000g 햄머 타격에 의한 판정	타격점의 암은 작은 평평한 암편으로 되어 비산되거나 거의 암분을 남기지 않은 것	타격점이 암 자신이 부서지지 않고 분상이 되어 남으며 암편이 별로 비산되지 않는 것

【표 4】 건설표준품셈에 의한 분류 <한국지반공학회 2009,구조물 기초 설계기준,p112>

암 종	그 룹	자연상태 탄성파속도 V(km/s)	암편탄성파속도 (V_c)	암편내압강도 (㎫)	비 고
풍화암	A	0.7 ~ 1.2	2.0 ~ 2.7	30 ~ 70	내압강도 1. 시편:5cm 입방체 2. 노건조 : 24h 3. 수증침윤 : 2일 4. 내압시험 5. 시험방향(가압방향) Z축(결면에 수직) (탄성파 속도가 가장 느린방향)
	B	1.0 ~ 1.8	2.5 ~ 3.0	10 ~ 20	
연암	A	1.2 ~ 1.9	2.7 ~ 3.7	70 ~ 100	
	B	1.8 ~ 2.8	3.0 ~ 4.3	20 ~ 50	
보통암	A	1.9 ~ 2.9	3.7 ~ 4.7	100 ~ 130	
	B	2.8 ~ 4.1	4.3 ~ 5.7	50 ~ 80	
경암	A	2.9 ~ 4.2	4.7 ~ 5.8	130 ~ 160	
	B	4.1 이상	5.7 이상	80 이상	
극경암	A	4.2 이상	5.3 이상	180 이상	

※암편 탄성파 속도

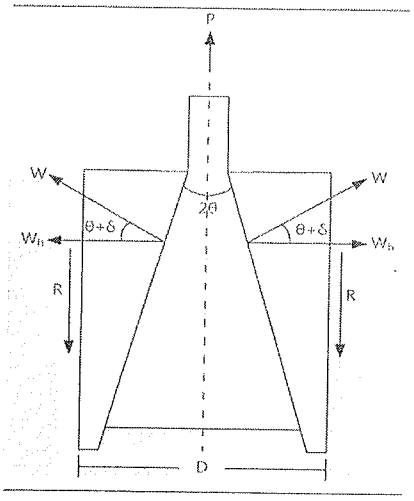
- 시편 : 두께 15~20cm 이상하면이 평행면, 측정방향 X축(탄성파속도가 가장 빠른 방향/평면에 평행)

【표 5】 암반재료 강도의 분류(ISRM) <Duncan C. Wyllie 2008,암반기초공학,p102>

구 분	현장 확인 상태	일축압축강도 (㎫)
극히 강한 암석	시료가 지질해머에 의해서만 쪼개짐	> 250
매우 강한 암석	시료 파쇄에 수 회의 지질해머 타격이 요구됨	100 ~ 250
강한 암석	시료 파쇄에 1회 이상의 지질해머 타격이 요구됨	50 ~ 100
보통 약한 암석	휴대용 칼로 긁히거나 벗겨지지 않음. 시료는 1회의 강한 지질해머 타격으로 파쇄됨	25 ~ 50
약한 암석	휴대용 칼로 벗겨지며 지질해머 뾰족한 끝을 이용한 강한 타격으로 얕은 만입 생성	5 ~ 25
매우 약한 암석	휴대용 칼로 벗겨지며 지질해머 뾰족한 끝을 이용한 강한 타격으로 부서짐	1 ~ 5
극히 약한 암석	엄지손톱으로 만입됨	0.250 ~ 1.000
견고한 점토	엄지손톱으로 어렵게 만입됨	> 0.500
매우 굳은 점토	엄지손톱으로 쉽게 만입됨	0.250 ~ 0.500
굳은 점토	엄지손톱으로 쉽게 만입되며, 엄지손가락으로 매우 어렵게 관입됨	0.100 ~ 0.250
단단한 점토	보통의 힘에 의해 엄지가 수 인치 관입됨	0.050 ~ 0.100
연약 점토	엄지가 쉽게 수 인치 관입됨	0.025 ~ 0.050
매우 연약 점토	주먹이 쉽게 수 인치 관입됨	< 0.025

(6) CCS 앵커체와 암반의 안정성 검토

1) 모식도



P = 설계축력 (kN) : 370 kN
2θ = 앵커체의 두정각 (°) : 10 °
δ = 벽면마찰각 (°) : 23.3 °
(∵ 내부마찰각 x 2/3)
ϕ = 내부마찰각(°) : 35 °
f = 마찰계수 : 0.7 (∵ tan ϕ)
W = 쐐기력 (kN)
W_h = 수평 쐐기력 (kN)
R = 벽면전단저항 ⓡ

2) CCS 앵커의 힘의 관계

① 쐐기력 W 산정

$$W = \frac{P}{2 \times \sin(\theta+\delta)} = \frac{370}{2 \times \sin(5+23)} = 390.2 \text{ kN}$$

☞ 적 용 : 390 kN

② 수평 쐐기력 W_h 산정

$W_h = W \times \cos(\theta+\delta) = 390.2 \times \cos(5+23) = 343.6$ kN

☞ 적 용 : 344 kN

③ 벽면전단저항 R

$R = f \times W_h = 0.7 \times 343.6 = 240.5$ kN

☞ 적 용 : 241 kN

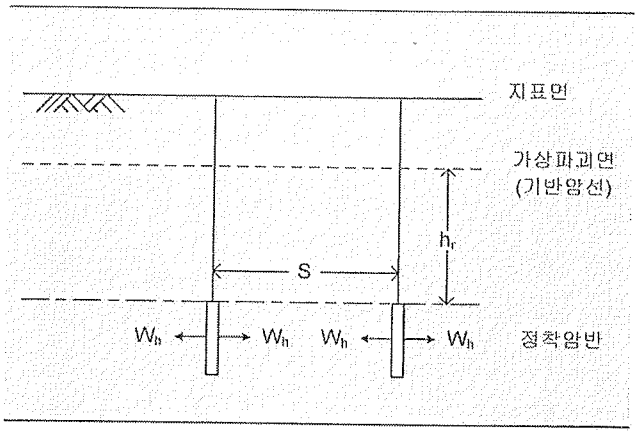
④ 앵커체의 인발에 대한 검토

$P \le 2R$: $370 \le 2 \times 240.5 = 481.0$

☞ 적 용 : O.K

3) 앵커와 앵커간 지반의 인장파괴에 대한 검토

① 모식도



S = 앵커설치 간격 (m)
= 5.0 m
σ_{at} = 암반의 허용인장강도 (kN/m²)
= 462.2 kN/m² (∵ $0.0334 \times \sigma_c^{0.9305}$)
F_τ = 암반의 인장파괴에 대한 안전율
= 1.5

- 설계축력과 앵커체 간격 및 설계심도와의 안정조건 ©

$$\frac{1}{F_\tau} \times \sigma_{at} \times S \times h_r \ge 2 \times W_h$$

② 메설심도(h_r) 산정

$$h_r \geq \frac{F_T \times 2 \times W_h}{\sigma_{at} \times S} = \frac{1.5 \times 2 \times 343.6}{462.2 \times 5.0} = 0.40 \text{ m}$$

☞ 적 용 : 1.00 m

③ 암반의 인장파괴시 최대인장하중(P_{at}) 산정 ⓓ

$P_{at} = h_r \times \sigma_{at} \times S \times \tan(\theta + \delta)$

$= 1.0 \times 462.2 \times 5.0 \times \tan(5 + 23)$

$= 1,244.3$ kN

☞ 적 용 : 1,244 kN

∴ P_{at} > P 이어야 하므로, 1,244.3 kN > 370 kN ☞ 판 정 : O.K

4) 암반의 지압파괴에 대한 검토 ⓔ

① 암반의 파괴하중 (P_{max}) 산정

$P_{max} = (658.25 \times \ln F - 1,552.59) \times \sigma_c$ (단, σ_c 는 kg/cm^2)

$= (658.25 \times \ln 1,243 - 1,552.59) \times 200.0$

$= 627,504.33$ kgf/공 $= 6,275.0$ kN/공

☞ 적 용 : 6,275 kN

여기서, P_{max} = 암반의 파괴하중 (kN)

F = 앵커체의 지압면적 = $\alpha' \times \pi \times d_s \times L$ (㎠) : 1,243

$\sigma c'$ = 일축압축강도 (kg/㎠) : 200.0

α' = 앵커체 원주방향에서의 주철부분의 실질적 비율 : 0.86

d_s = 천공경 (㎝) : 11.5

L = 정착체 유효길이 (㎝) (CCS 상세도 참조) : 40.0

※ ⓒ 신윤식 1998,지반활동공학 p.534

ⓓ 신윤식 1998,지반활동공학 p.537

ⓔ 신윤식 1998,지반활동공학 p.536

② 암반의 압축파괴시 최대인장하중(P_{ac}) 산정 ⓒ

$P_{ac} = \frac{1}{F_s} \times 2 \times P_{max} \times \tan(\theta + \delta)$

$= \frac{1}{1.5} \times 2 \times 6,275 \times \tan(5 + 23) = 4,505$ kN

☞ 적 용 : 4,505 kN

여기서, Fs = 지압파괴에 대한 안전율 : 1.5 (∵ 신윤식 1998, 지반활동공학, p.536)

P_{ac} > P 이어야 하므로, 4,505 kN > 370 kN ☞ 판 정 : O.K

③ 암반의 허용 압축파괴하중(P_0)에 대한 검토

- $P_0 = \frac{P_{max}}{1.5} = \frac{6,275}{1.5} = 4,183$ kN
- 수평쐐기력 W_h = 343.6 kN

P_0 > 2 W_h 이어야 하므로, 4,183 kN > 687 kN ☞ 판 정 : O.K

(7) 앵커길이의 산정

1) 정착장 (L_b) 산정

CCS영구앵커의 정착장 산정은 다음의 【표 6】에 따른다

【표 6】

구 분	CCS 영구앵커체 정착체 길이 (m)	사용 강선
CCS - 50	**0.530**	**Normal Dia 12.7 ㎜**
CCS - 70	0.800	Normal Dia 12.7 ㎜
CCS - 100	0.820	Normal Dia 12.7 ㎜

★ 적 용 : 0.530 m

② Packer Grouting 부의 설치길이

$$hp = \sqrt{\frac{3 \times FS \times P}{\pi \times \sigma_c \times k_o \times \tan^2\phi}} = \sqrt{\frac{3 \times 1.5 \times 370}{\pi \times 20{,}000 \times 0.429 \times 0.49}} = 0.35 \text{ m}$$

∴ Packer Grouting 설치길이는 ☞ 적 용 : 1.47 m

여기서, P = 370 : 설계축력 (kN)

σ_c = 20,000 : 일축압축강도 (kN/m²)

k_o = 0.429 : 암반의 측압계수

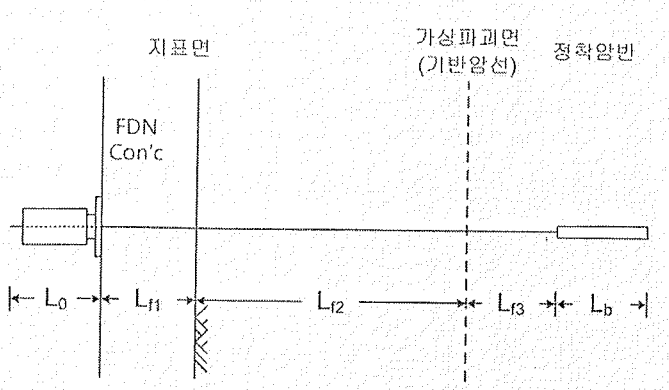
ϕ = 35 : 내부마찰각 (°)

FS = 1.5 : 안전율

Packer Grouting 길이(h_p)	CCS Anchor 정착체장	계 (m)
1.47	0.530	2.00

2) 자유장 (L_f)산정

① 모식도



※ 앵커의 최소자유장 : 4.5 m
(2006, 건설공사비탈면 설계기준,p.144)

여기서,

L_0 = 여유장 (m)

L_{f1} = 기초 두께 (m)
(비탈면 공사의 경우 격자블럭 두께)

L_{f2} = 지표면~ 기반암선까지의 거리 (m)

L_{f3} = 매설심도 (m) (= h_r)

L_b = 정착체 길이 (m)

② 설계자유장 (L_f) 산정

i) - Suggested Depth of Anchor for Overall Cone Stability
(Ground Anchors And Anchored Structures, p213)

Rock Type	Formula for Depth of Cone	
	One Anchor	Group of Anchor
Homogeneous rock	$\sqrt{\frac{F \times P}{4.44\ \tau}}$	$\sqrt{\frac{F \times P}{2.83\ \tau s}}$
Irregular fissured rock	$\sqrt{\frac{3F(P)}{\gamma \pi \cdot \tan\phi}}$	$\sqrt{\frac{F \times P}{\tau s \cdot \tan\phi}}$
Irregular submerged fissured rock	$\sqrt{\frac{3F(P)}{(\gamma-9.8)\pi \cdot \tan\phi}}$	$\sqrt{\frac{F \times P}{(\gamma-9.8)s \cdot \tan\phi}}$

Form Hobst (1965)

$$Lf = \sqrt{\frac{P \times S.F}{(\gamma - 9.8) \times S \times \tan\phi}}$$

$$= \sqrt{\frac{370.0 \times 2.5}{(23.00 - 9.8) \times 5.00 \times \tan 35^\circ}}$$

$= 4.47$ m

P : 앵커 설계하중　　S.F : 안전율 (2.5)

γ : 단위중량　　ϕ : 내부마찰각

S : 앵커 설치 간격 (5.00 m)

ii) 정착암반까지의 거리 : 23.9 m (∵ BH-2,3. 근거)

- 자유장 길이는 i), ii) 중 최대값 적용

★ 적 용 : 24.300 m

③ 앵커길이 최종

Type	정착장 (L_b)	자유장 (L_f)			여유장 (L_0)	총길이 (L_T)
	(m)	L_{f1}	L_{f2}	L_{f3}	L_0	(m)
0.0	2.000	1.20	24.30	1.00	1.0	29.500

(8) 초기인장력 산정

1) 하중손실량 산정

① 정착장치에 의한 하중손실 (P_{L1})

$$P_{L1} = \frac{\Delta\ell \times A \times n \times E}{L_{ef}}$$

여기서, $\Delta\ell$ = Wedge Draw-in : 6 ㎜

(2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 메뉴얼,p.27)

E = 강선의 탄성계수 : 2.E+05

A = 강선 1가닥의 공칭단면적 : 98.71 ㎟

n = 강선 가닥수 : 5 ea

$$P_{L1} = \frac{6 \times 98.71 \times 5 \times 2.E+05}{28.5 \times 1,000} = 20,781 \text{ N} = 20.8 \text{ kN}$$

☞ 적 용 : 20.8 kN

② Relaxation 및 Creep에 의한 손실(P_{L2})

$P_{L2} = (P + P_{L1}) \times 5\%$ ⑦ $= (370 + 20.8) \times 5\% = 19.5$ kN

※ ⑦ PC강연선의 릴렉세이션 (2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

☞ 적 용 : 19.5 kN

2) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_{L1} + P_{L2} = 370 + 20.8 + 19.5 = 410.3$ kN

★ 적 용 : 410 kN

3) 초기인장력의 적합성 판정

① 영구앵커체의 허용 긴장력 (T_{at}) 산정

T_{at} ⑨ $= 0.70 \times P_u \times n = 641$ kN

※ ⑨ Petros P. Xanthakos 1991,Ground Anchors And Anchored Structures,p.324

☞ 적 용 : 641 kN

② 초기인장력의 적합성 판정

$P_j < T_{at}$ 이어야 하므로, 410.3 kN < 641 kN

☞ 판 정 : O.K

(9) 지압판 설계

1) 지압판의 폭 (b) 설정

① Sleeve 로 인한 지압응력을 받는 Con'c의 비유효면적 A_0

$$A_0 = \text{Sleeve Dia.}^2 \times \frac{\pi}{4} = 114.3^2 \times \frac{\pi}{4} = 10{,}261 \ \text{㎟}$$

☞ 적 용 : 10,261 ㎟

② Con'c의 허용지압응력 (σ_{ba})을 통한 지압판 폭(b)의 결정 (도로교설계기준 해설 2008,p.521)

$$\sigma_{ba} = 0.5 \times f_{ck} = 0.5 \times 21 = 10.5 \ \text{MPa}$$

$$\sigma_{ba} \geq \frac{P}{A} = \frac{P}{A - A_0}$$

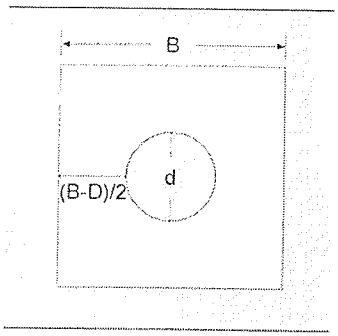
$$A \geq \frac{P}{\sigma_{ba}} + A_0 = \frac{370 \times 1{,}000}{10.5} + 10{,}261 = 45{,}499 \ \text{㎟}$$

$$\text{지압판 폭 b} = \sqrt{A} = \sqrt{45{,}499} = 213.3 \ \text{㎜}$$

★ 적 용 : 300 ㎜

2) 지압판의 두께(t) 결정

① 모식도



여기서,

d = 정착구 Head 직경 (= 110 ㎜)

B = 지압판 폭 (㎜) (= 300 ㎜)

$$\frac{B - d}{2} = 95 \ \text{㎜}$$

② 지압판의 휨모멘트 (M) 산정

$$w = \frac{P_j}{A - A_0} \times 95 = \frac{640{,}500}{300 \times 300 - \left(\frac{\pi}{4} \times 110^2\right)} \times 95$$

$$= 756 \ \text{N/㎜}$$

$$M = \frac{w \times \ell^2}{2} = \frac{756 \times 95^2}{2} = 3{,}410{,}999 \ \text{N·㎜} = 3{,}411 \ \text{kN·㎜}$$

③ 지압판 단면계수(Z)를 통한 지압판 두께(t) 결정

σ_{sa} = 0.14 kN/㎟ ※ SS400 허용휨인장응력 : 0.14 kN/㎟

(도로교설계기준 해설 2008,p.123)

$$\sigma_{sa} \geq \frac{M}{Z}, \quad Z = \frac{B \times h^2}{6}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{6 \times M}{B \times \sigma_{sa}}} = \sqrt{\frac{6 \times 3{,}411}{300 \times 0.14}} = 22.1$$

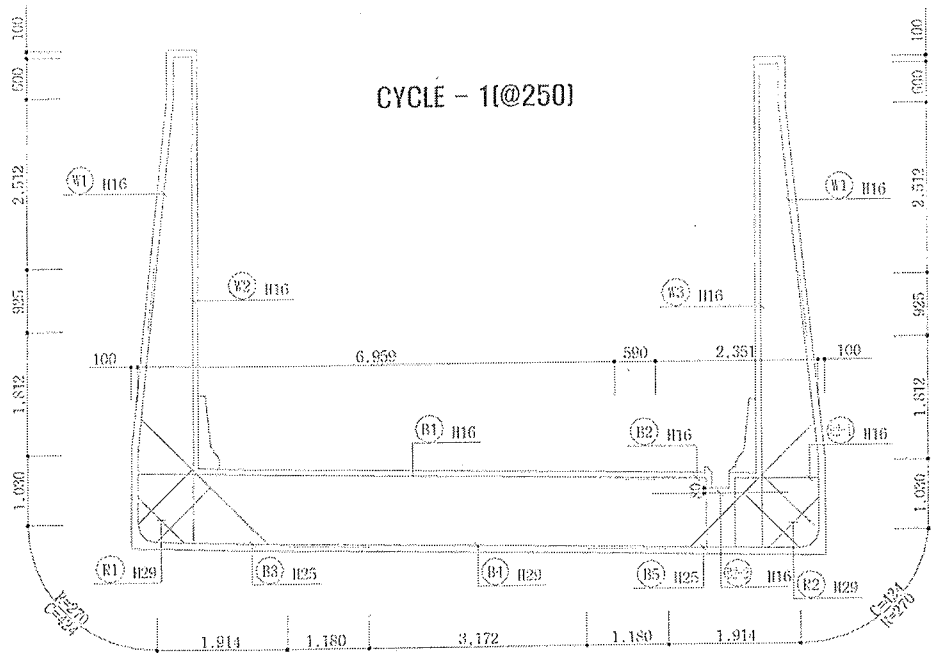
★ 적 용 : 30.0 ㎜

(10) Result

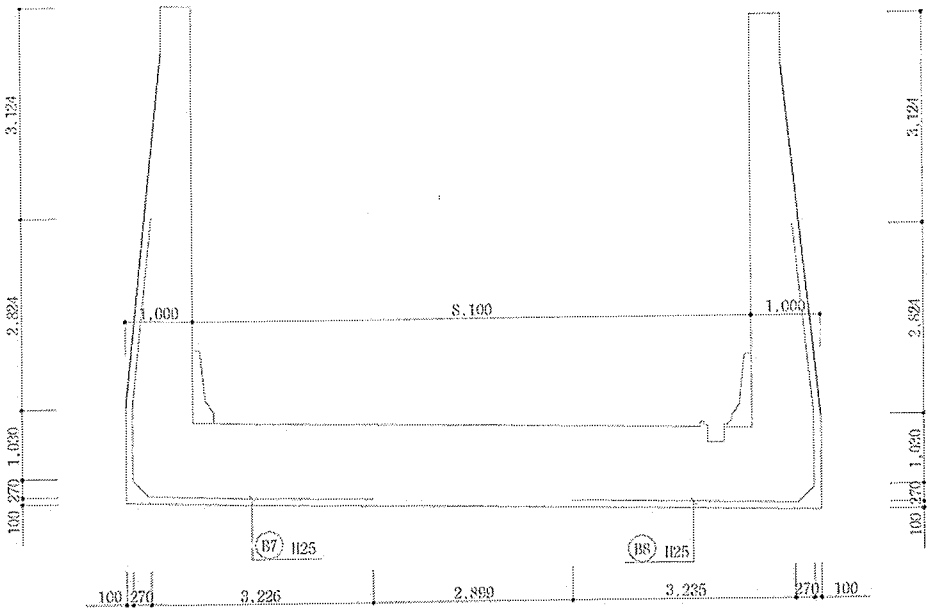
Type	설계하중 (P) (kN)	자유장 (L_f) (m)	정착장 (L_b) (m)	여유장 (L_0) (m)	총 길이 (L_T) (m)	지압판 (㎜)	초기인장력 (P_j) (kN)
0	370	26.50	2.00	1.0	29.5	300 x 30	410.3

21. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)

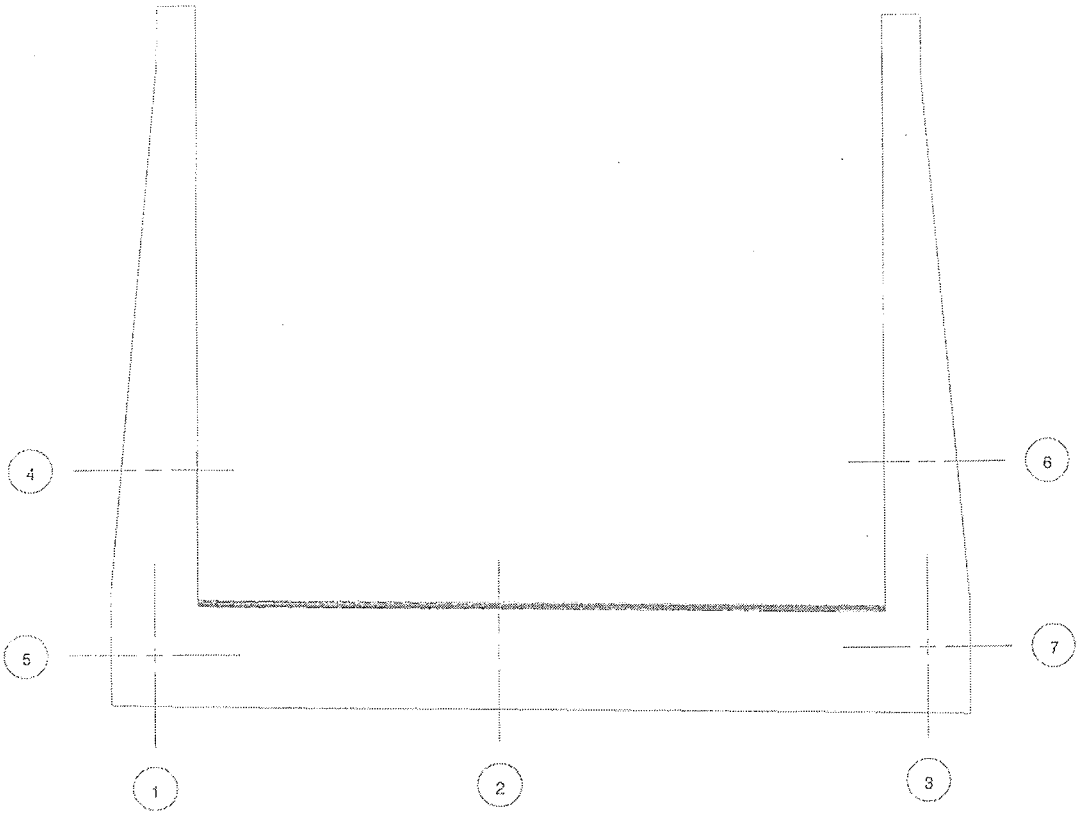


U9

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 앵커검토
21. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm^2		mm^2	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1100	1576.94	1843.80	4367.55	H29 - 8.0EA	5139.20	1.17
		중앙부(상면)	2	1000	1120	161.16	300.64	424.62	H16 - 4.0EA	794.40	1.87
		중앙부(하면)	2	1000	1100	1104.34	1467.36	3025.28	H25 - 8.0EA	4053.60	1.33
		우측	3	1000	1100	1576.76	1843.80	4367.03	H29 - 8.0EA	5139.20	1.17
		우측(배수구단면)	3	1000	976	1434.61	1662.94	5072.70	H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	5933.60	1.16
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	771	608.38	1268.83	2385.31	H29 - 8.0EA	5139.20	2.09
		하부	5	1000	900	1415.12	1494.34	4852.58	H29 - 8.0EA	5139.20	1.06
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	785	608.37	1293.71	2339.62	H29 - 8.0EA	5139.20	2.13
		하부	7	1000	900	1414.97	1494.34	4852.05	H29 - 8.0EA	5139.20	1.06

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부 (상면)	2	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부 (하면)	2	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측	3	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측 (배수구단면)	3	1952.0	1986.0	O.K	1464.0	1986.0	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	1744.7	1986.0	O.K	1308.5	1986.0	O.K
		하부	5	1800.0	1986.0	O.K	1467.2	1986.0	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	1744.7	1986.0	O.K	1308.5	1986.0	O.K
		하부	7	1800.0	1986.0	O.K	1467.2	1986.0	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm^2		mm	mm^2	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	714.5	199.5	853.84	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		중앙부	2	727.5	180.6	869.37	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측	3	714.5	199.5	853.84	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측 (배수구단면)	3	569.0	221.4	790.96	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	500.7	310.4	598.42	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		하부	5	584.6	404.3	698.60	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	510.0	309.4	609.47	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		하부	7	584.6	404.3	698.60	2.00	-	H13	600	253.40	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	1100	H29 - 8.0EA	125	207.101	O.K	1.66
		중앙부 (상면)	2	1120	H16 - 4.0EA	250	411.432	O.K	1.65
		중앙부 (하면)	2	1100	H25 - 8.0EA	125	266.646	O.K	2.13
		우측	3	1100	H29 - 8.0EA	125	207.117	O.K	1.66
		우측(배수 구단면)	3	976	H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	206.900	O.K	1.66
좌측벽체	1층	중앙부	4	771	H29 - 8.0EA	125	541.572	O.K	4.33
		하부	5	900	H29 - 8.0EA	125	167.177	O.K	1.34
우측벽체	1층	중앙부	6	785	H29 - 8.0EA	125	556.101	O.K	4.45
		하부	7	900	H29 - 8.0EA	125	167.190	O.K	1.34

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지하차도 (내공 : 8.1M × 7.156M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트(ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

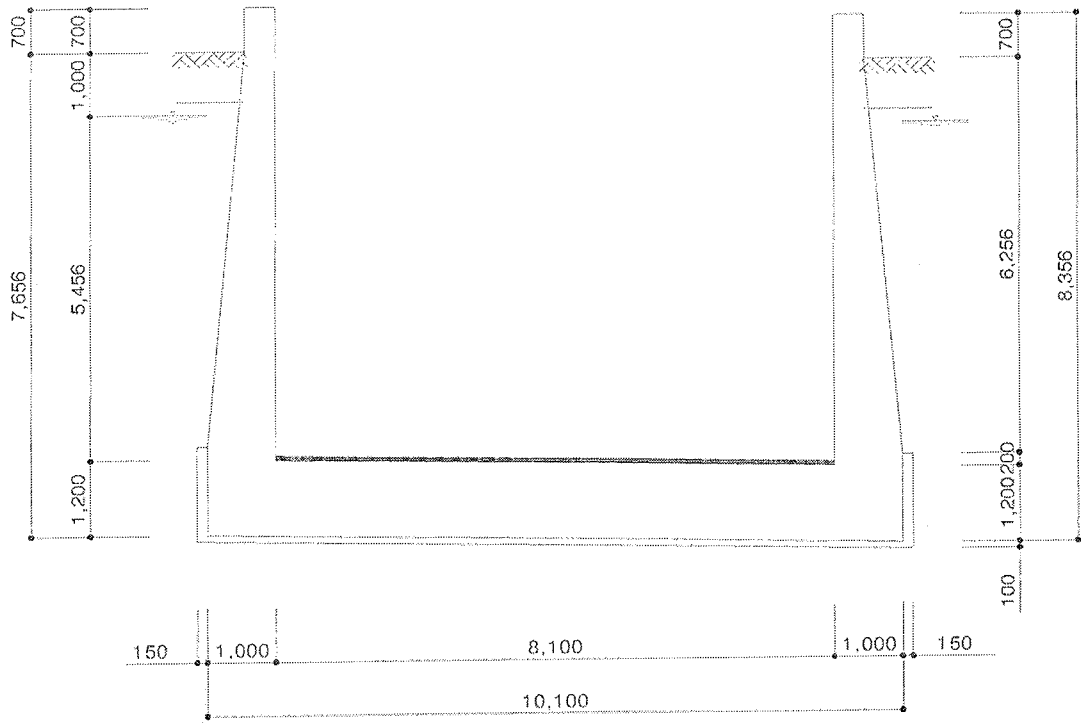
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


700
700
1,000
5,456
7,656
1,200
700
6,256
8,356
200
1,200
100
150
1,000
8,100
1,000
150
10,100

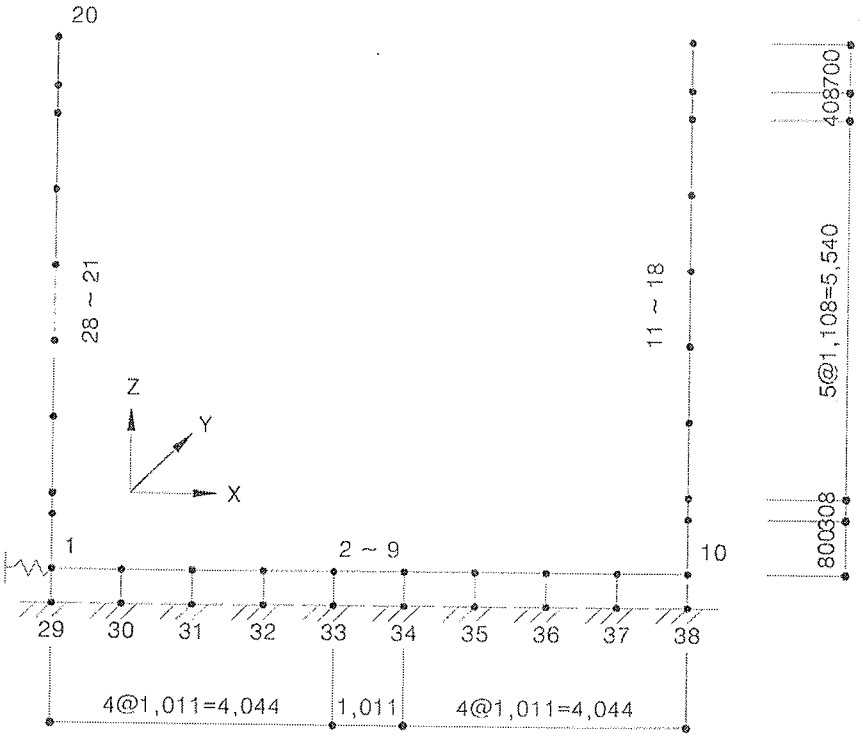
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

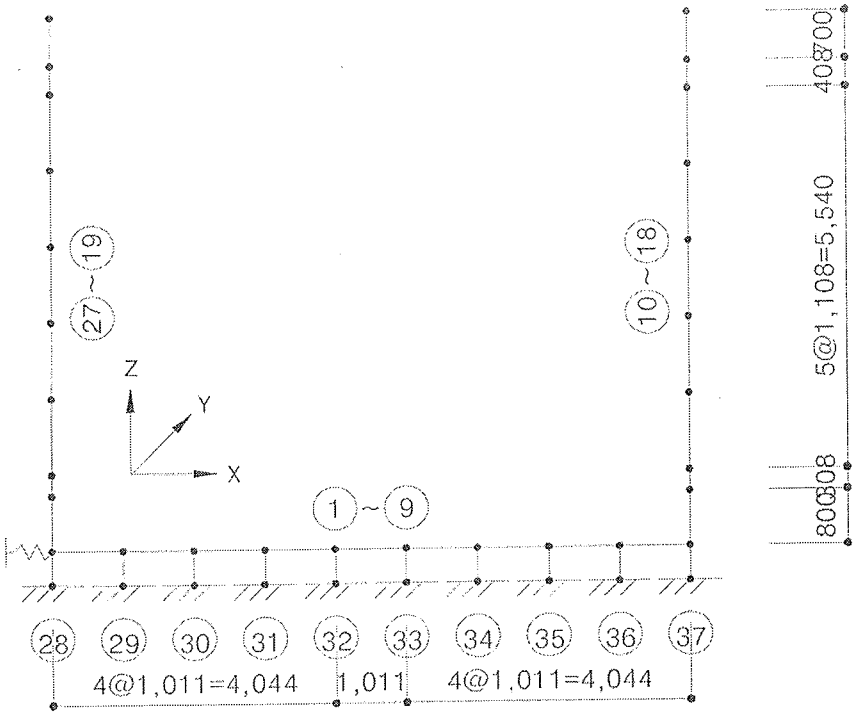
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.200 × 1.000	= 1.200	0.14400	1~9
9	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	17~20

NO	A (m²)		I (m⁴)	절 점
2	1.000 × 1.000	= 1.000	0.08333	10
3	0.996 × 1.000	= 0.996	0.08237	11,28
4	0.964 × 1.000	= 0.964	0.07462	12,27
5	0.848 × 1.000	= 0.848	0.05077	13,26
6	0.732 × 1.000	= 0.732	0.03264	14,25
7	0.616 × 1.000	= 0.616	0.01944	15,24
8	0.499 × 1.000	= 0.499	0.01038	16,23

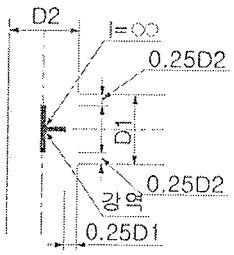
NO	Section(Tapper)	부 재
10	SEC 2 ~ 3	10
11	SEC 3 ~ 4	11
12	SEC 4 ~ 5	12
13	SEC 5 ~ 6	13
14	SEC 6 ~ 7	14
15	SEC 7 ~ 8	15
16	SEC 8 ~ 9	16
17	SEC 9 ~ 8	21
18	SEC 8 ~ 7	22
19	SEC 7 ~ 6	23
20	SEC 6 ~ 5	24
21	SEC 5 ~ 4	25
22	SEC 4 ~ 3	26
23	SEC 3 ~ 2	27

3) 단면좌표

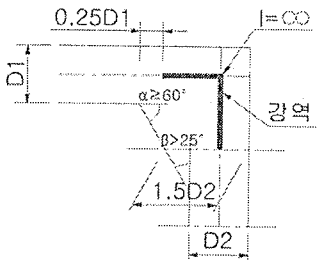
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	20	0.000	8.256
2	1.011	0.500	21	0.000	7.556
3	2.022	0.500	22	0.000	7.148
4	3.033	0.500	23	0.000	6.040
5	4.044	0.500	24	0.000	4.932
6	5.056	0.500	25	0.000	3.824
7	6.067	0.500	26	0.000	2.716
8	7.078	0.500	27	0.000	1.608
9	8.089	0.500	28	0.000	1.300
10	9.100	0.500	29	0.000	0.000
11	9.100	1.300	30	1.011	0.000
12	9.100	1.608	31	2.022	0.000
13	9.100	2.716	32	3.033	0.000
14	9.100	3.824	33	4.044	0.000
15	9.100	4.932	34	5.056	0.000
16	9.100	6.040	35	6.067	0.000
17	9.100	7.148	36	7.078	0.000
18	9.100	7.556	37	8.089	0.000
19	9.100	8.256	38	9.100	0.000

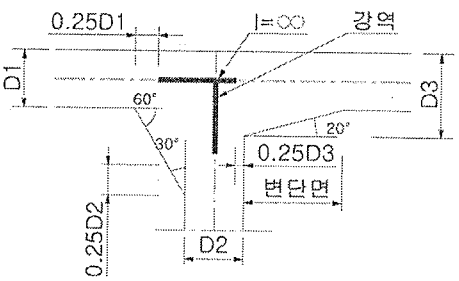
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 ㎜

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 ㎜

(3) 10 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 ㎜

(4) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 ㎜

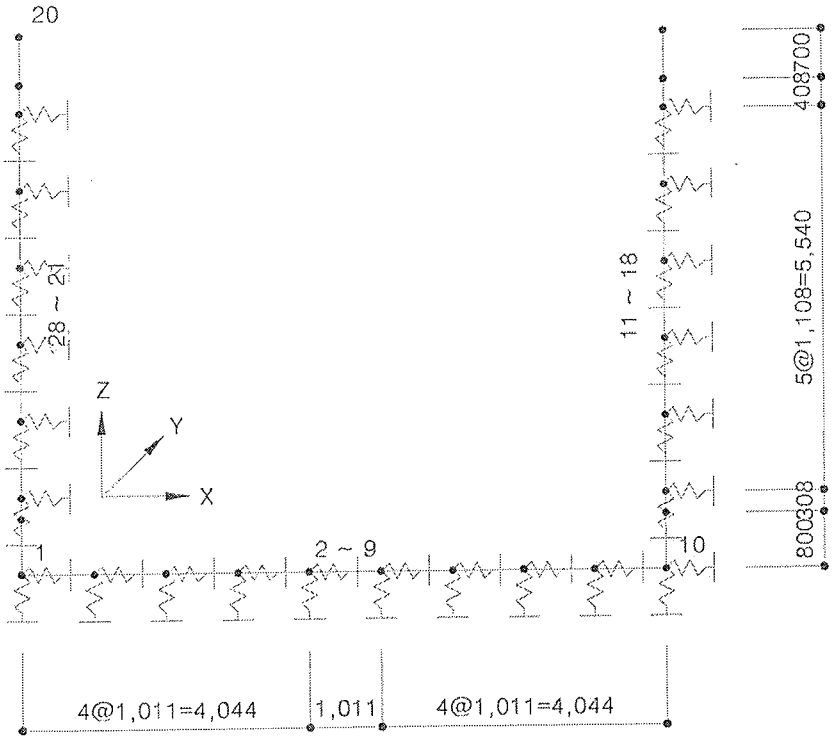
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

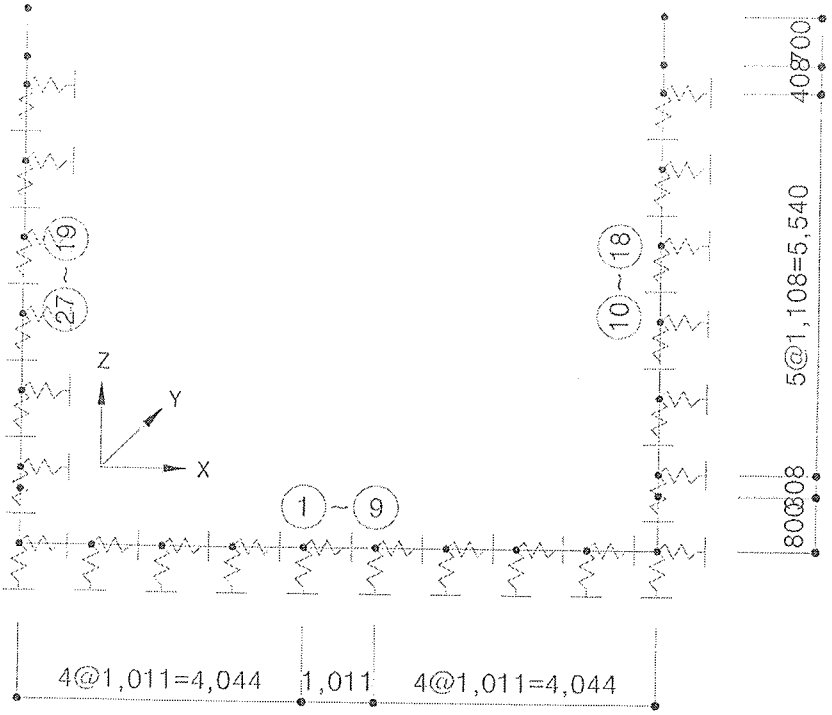
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재상도



2) 단면제원

NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	1.200 × 1.000 = 1.200	0.14400	1~9
9	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	17~20

NO	A (m^2)	I (m^4)	절 점
2	1.000 × 1.000 = 1.000	0.08333	10
3	0.996 × 1.000 = 0.996	0.08237	11,28
4	0.964 × 1.000 = 0.964	0.07462	12,27
5	0.848 × 1.000 = 0.848	0.05077	13,26
6	0.732 × 1.000 = 0.732	0.03264	14,25
7	0.616 × 1.000 = 0.616	0.01944	15,24
8	0.499 × 1.000 = 0.499	0.01038	16,23

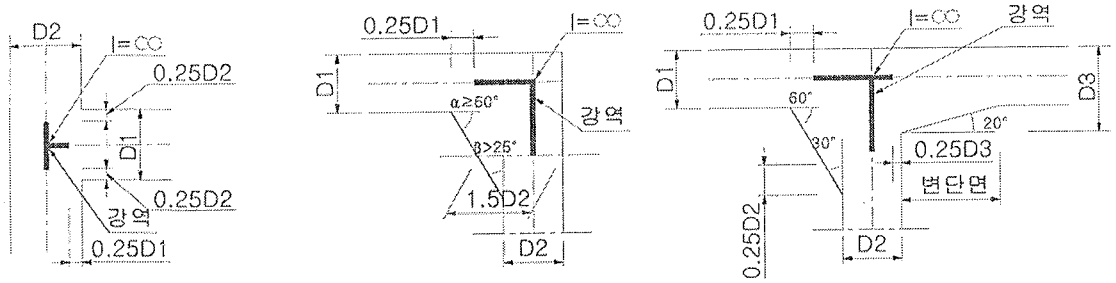
NO	Section(Tapper)	부 재
10	SEC 2 ~ 3	10
11	SEC 3 ~ 4	11
12	SEC 4 ~ 5	12
13	SEC 5 ~ 6	13
14	SEC 6 ~ 7	14
15	SEC 7 ~ 8	15
16	SEC 8 ~ 9	16
17	SEC 9 ~ 8	21
18	SEC 8 ~ 7	22
19	SEC 7 ~ 6	23
20	SEC 6 ~ 5	24
21	SEC 5 ~ 4	25
22	SEC 4 ~ 3	26
23	SEC 3 ~ 2	27

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	15	9.100	4.432
2	1.011	0.000	16	9.100	5.540
3	2.022	0.000	17	9.100	6.648
4	3.033	0.000	18	9.100	7.056
5	4.044	0.000	19	9.100	7.756
6	5.056	0.000	20	0.000	7.756
7	6.067	0.000	21	0.000	7.056
8	7.078	0.000	22	0.000	6.648
9	8.089	0.000	23	0.000	5.540
10	9.100	0.000	24	0.000	4.432
11	9.100	0.800	25	0.000	3.324
12	9.100	1.108	26	0.000	2.216
13	9.100	2.216	27	0.000	1.108
14	9.100	3.324	28	0.000	0.800

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 ㎜

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 ㎜

(3) 10 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 ㎜

(4) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 ㎜

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 28000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B = √(10.100 × 10.100 = 10.10 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 2800C = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (10.100 / 0.3) $^{-3/4}$ = 6677.61 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.011/2) = 6715 kN/m	1,10
Kv2	Kv x (1.011/2 + 1.011/2) = 6752 kN/m	2~9
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	6

7. 지반반력계수 (지진시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 2

Eo = 28000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 실트

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(10.100 × 10.100) = 10.100 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kv = 186666.670 × (10.100 / 0.3)$^{-3/4}$ = 13355.70 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 13355.700 = 4451.90 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(7.656 × 7.656) = 7.656 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (7.656 / 0.3)$^{-3/4}$ = 16440.17 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 16440.170 = 5480.06 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 실트

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(7.656 × 7.656) = 7.656 m

Kho = 1 / 0.3 × α × = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (7.656 / 0.3)$^{-3/4}$ = 16440.17 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 16440.170 = 5480.06 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.108/2 + 1.108/2) = 18216 kN/m	12~17,22~27
Kss1	Kss x (1.108/2 + 1.108/2) = 6072 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.011/2 + 1.011/2) = 13504 kN/m	2~9
Ksb1	Ksb x (1.011/2 + 1.011/2) = 4501 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.011/2) = 13430 kN/m	1,10
Ksb1	Kh x (1.108/2 + 0.800/2) = 15684 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1	= 0.307 × 23.000 × 0.500	= 3.531 kN/m²
Wh2	= 3.531 + 0.493 × 23.000 × 0.500	= 9.200 kN/m²
Wh3	= 9.200 + 0.615 × 19.000 × 0.500	= 15.043 kN/m²
Wh4	= 15.043 + 1.108 × 19.000 × 0.500	= 25.569 kN/m²
Wh5	= 25.569 + 1.108 × 19.000 × 0.500	= 36.095 kN/m²
Wh6	= 36.095 + 1.108 × 19.000 × 0.500	= 46.621 kN/m²
Wh7	= 46.621 + 1.108 × 19.000 × 0.500	= 57.147 kN/m²
Wh8	= 57.147 + 0.308 × 19.000 × 0.500	= 60.073 kN/m²
Wh9	= 60.073 + 0.800 × 19.000 × 0.500	= 67.673 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1	= 0.307 × 23.000 × 0.500	= 3.531 kN/m²
Wh2	= 3.531 + 0.493 × 23.000 × 0.500	= 9.200 kN/m²
Wh3	= 9.200 + 0.200 × 19.000 × 0.500	= 11.100 kN/m²
Wh4	= 11.100 + 0.415 × 10.000 × 0.500	= 13.175 kN/m²
Wh5	= 13.175 + 1.108 × 10.000 × 0.500	= 18.715 kN/m²
Wh6	= 18.715 + 1.108 × 10.000 × 0.500	= 24.255 kN/m²
Wh7	= 24.255 + 1.108 × 10.000 × 0.500	= 29.795 kN/m²
Wh8	= 29.795 + 1.108 × 10.000 × 0.500	= 35.335 kN/m²
Wh9	= 35.335 + 0.308 × 10.000 × 0.500	= 36.875 kN/m²
Wh10	= 36.875 + 0.800 × 10.000 × 0.500	= 40.875 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

Ww1	= 0.415 × 10.000	= 4.150 kN/m²
Ww2	= 4.150 + 1.108 × 10.000	= 15.230 kN/m²
Ww3	= 15.230 + 1.108 × 10.000	= 26.310 kN/m²
Ww4	= 26.310 + 1.108 × 10.000	= 37.390 kN/m²
Ww5	= 37.390 + 1.108 × 10.000	= 48.470 kN/m²
Ww6	= 48.470 + 0.308 × 10.000	= 51.550 kN/m²
Ww7	= 51.550 + 0.800 × 10.000	= 59.550 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww8 = (7.656 - 1.000) × 10.000 = 66.560 kN/m²

6) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15\times10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0\times10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15°\ C$

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	5.024°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.154
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)).kv =	:	8.755

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

= 0.472

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	5.024°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.063
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)).kv =	:	3.605

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

= 0.407

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.307 × 23.000 × 0.472 = 3.333 kN/m²
Wh2 = 3.333 + 0.493 × 23.000 × 0.472 = 8.685 kN/m²
Wh3 = 8.685 + 0.615 × 19.000 × 0.472 = 14.200 kN/m²
Wh4 = 14.200 + 1.108 × 19.000 × 0.472 = 24.137 kN/m²
Wh5 = 24.137 + 1.108 × 19.000 × 0.472 = 34.073 kN/m²
Wh6 = 34.073 + 1.108 × 19.000 × 0.472 = 44.010 kN/m²
Wh7 = 44.010 + 1.108 × 19.000 × 0.472 = 53.946 kN/m²
Wh8 = 53.946 + 0.308 × 19.000 × 0.472 = 56.708 kN/m²
Wh9 = 56.708 + 0.800 × 19.000 × 0.472 = 63.883 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.307 × 23.000 × 0.407 = 2.874 kN/m²
Wh2 = 2.874 + 0.493 × 23.000 × 0.407 = 7.489 kN/m²
Wh3 = 7.489 + 0.615 × 19.000 × 0.407 = 12.245 kN/m²
Wh4 = 12.245 + 1.108 × 19.000 × 0.407 = 20.813 kN/m²
Wh5 = 20.813 + 1.108 × 19.000 × 0.407 = 29.381 kN/m²
Wh6 = 29.381 + 1.108 × 19.000 × 0.407 = 37.949 kN/m²
Wh7 = 37.949 + 1.108 × 19.000 × 0.407 = 46.517 kN/m²
Wh8 = 46.517 + 0.308 × 19.000 × 0.407 = 48.899 kN/m²
Wh9 = 48.899 + 0.800 × 19.000 × 0.407 = 55.085 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.307 × 23.000 × 0.472 = 3.333 kN/m²
Wh2 = 3.333 + 0.493 × 23.000 × 0.472 = 8.685 kN/m²
Wh3 = 8.685 + 0.200 × 19.000 × 0.472 = 10.478 kN/m²
Wh4 = 10.478 + 0.415 × 10.000 × 0.472 = 12.437 kN/m²
Wh5 = 12.437 + 1.108 × 10.000 × 0.472 = 17.667 kN/m²
Wh6 = 17.667 + 1.108 × 10.000 × 0.472 = 22.897 kN/m²
Wh7 = 22.897 + 1.108 × 10.000 × 0.472 = 28.126 kN/m²
Wh8 = 28.126 + 1.108 × 10.000 × 0.472 = 33.356 kN/m²
Wh9 = 33.356 + 0.308 × 10.000 × 0.472 = 34.810 kN/m²
Wh10 = 34.810 + 0.800 × 10.000 × 0.472 = 38.586 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.307 × 23.000 × 0.407 = 2.874 kN/m²
Wh2 = 2.874 + 0.493 × 23.000 × 0.407 = 7.489 kN/m²
Wh3 = 7.489 + 0.200 × 19.000 × 0.407 = 9.035 kN/m²
Wh4 = 9.035 + 0.415 × 10.000 × 0.407 = 10.724 kN/m²
Wh5 = 10.724 + 1.108 × 10.000 × 0.407 = 15.234 kN/m²
Wh6 = 15.234 + 1.108 × 10.000 × 0.407 = 19.744 kN/m²
Wh7 = 19.744 + 1.108 × 10.000 × 0.407 = 24.253 kN/m²
Wh8 = 24.253 + 1.108 × 10.000 × 0.407 = 28.763 kN/m²
Wh9 = 28.763 + 0.308 × 10.000 × 0.407 = 30.016 kN/m²
Wh10 = 30.016 + 0.800 × 10.000 × 0.407 = 33.272 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

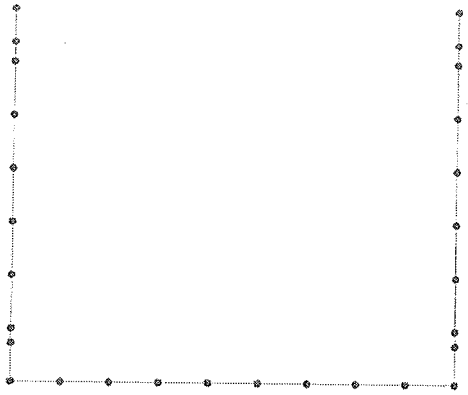
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.200×25.000×0.063 = 1.890	fb = 1.200×25.000×0.154 = 4.620

② 측벽

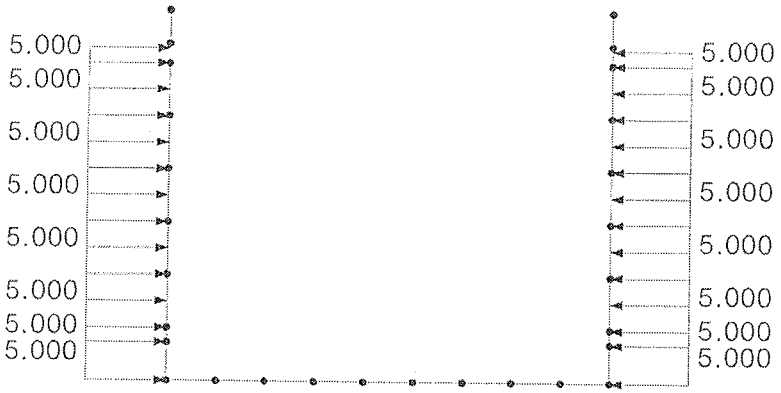
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f2 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f3 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f3 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f4 = 0.503×25.000×0.063 = 0.793	f4 = 0.503×25.000×0.154 = 1.938
f5 = 0.619×25.000×0.063 = 0.976	f5 = 0.619×25.000×0.154 = 2.385
f6 = 0.736×25.000×0.063 = 1.158	f6 = 0.736×25.000×0.154 = 2.832
f7 = 0.852×25.000×0.063 = 1.341	f7 = 0.852×25.000×0.154 = 3.279
f8 = 0.968×25.000×0.063 = 1.524	f8 = 0.968×25.000×0.154 = 3.726
f9 = 1.000×25.000×0.063 = 1.575	f9 = 1.000×25.000×0.154 = 3.850
f10 = 1.000×25.000×0.063 = 1.575	f10 = 1.000×25.000×0.154 = 3.850

10. 하 중 재 하 (상시)

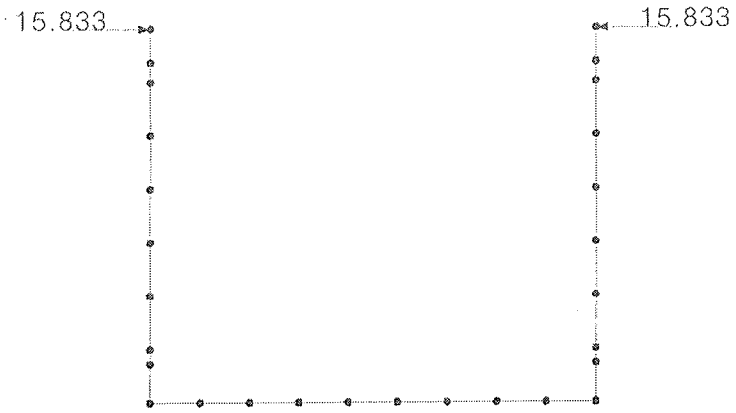
1) CASE1 - 구체자중(SW)



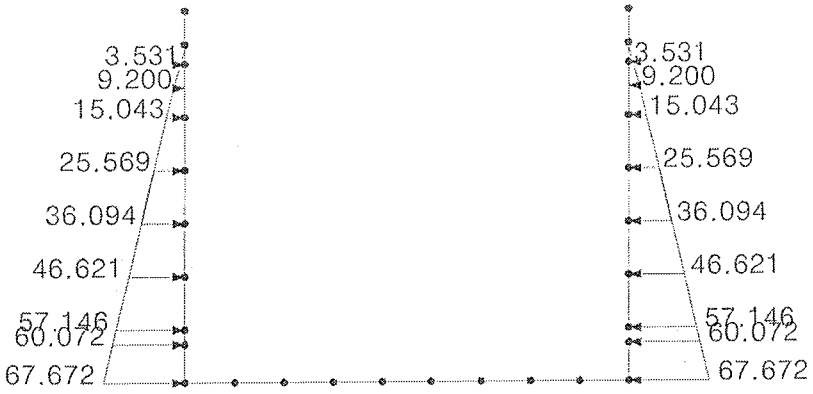
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



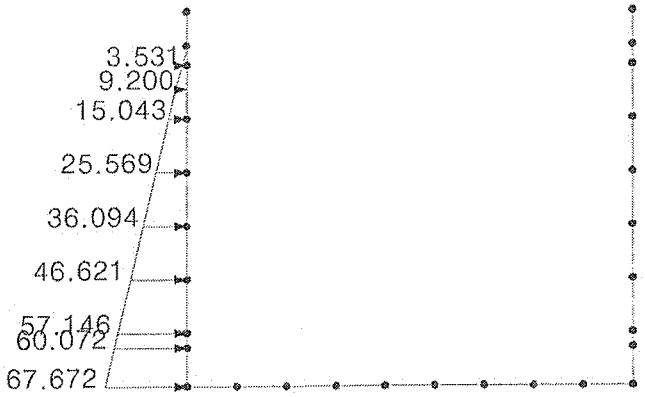
3) CASE3 - 충돌하중(CL)



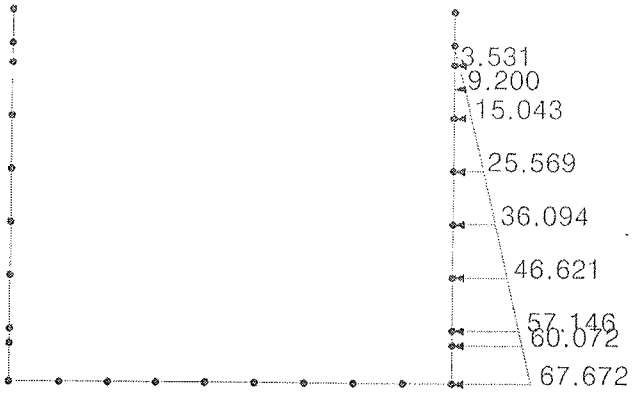
4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



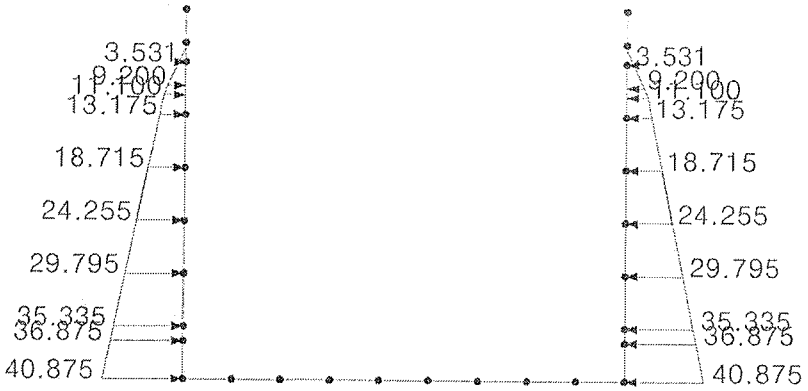
5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



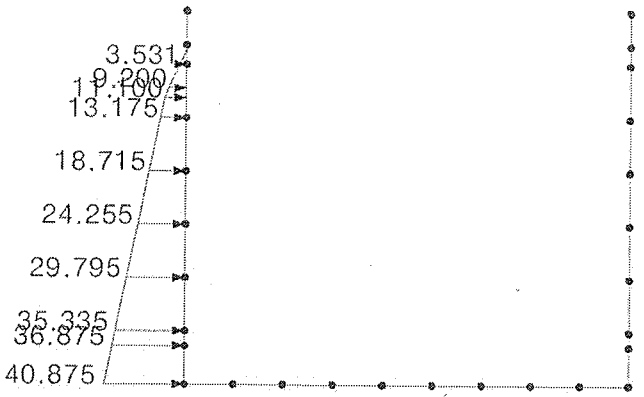
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



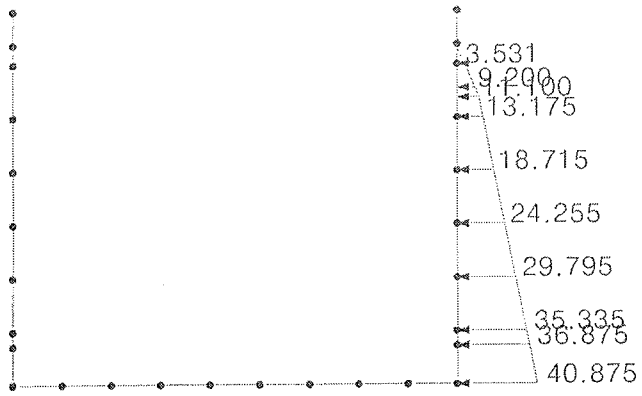
7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



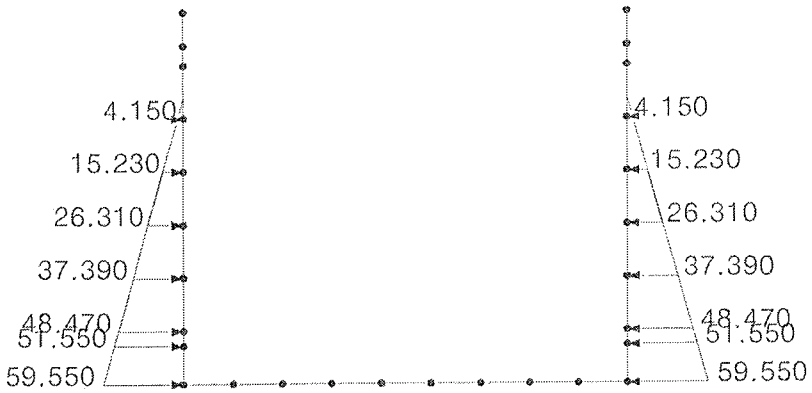
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



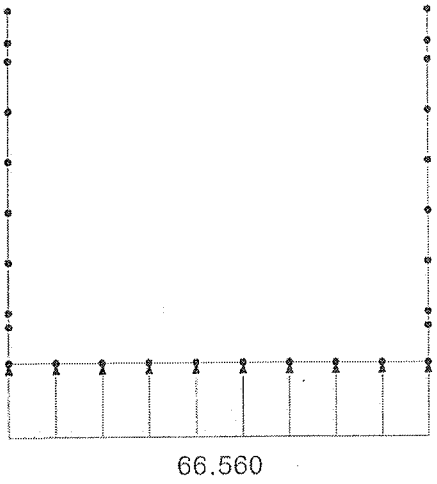
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



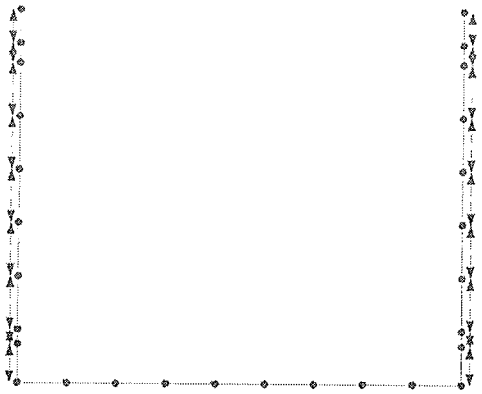
10) CASE10 - 수평수압(WATERH)



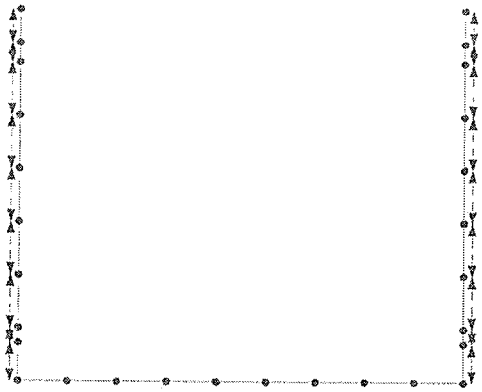
11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)



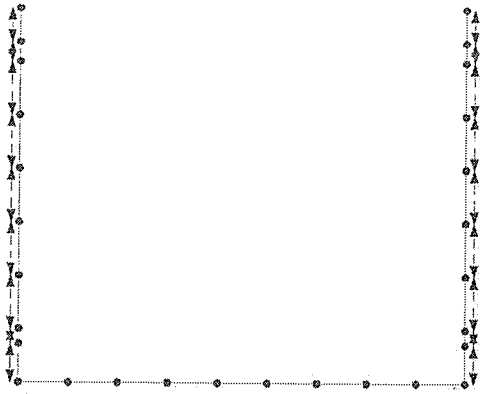
12) CASE12 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



13) CASE13 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

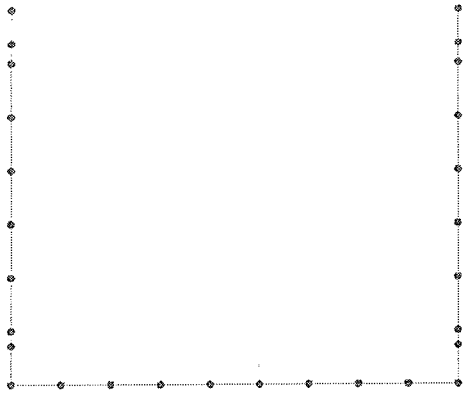


14) CASE14 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

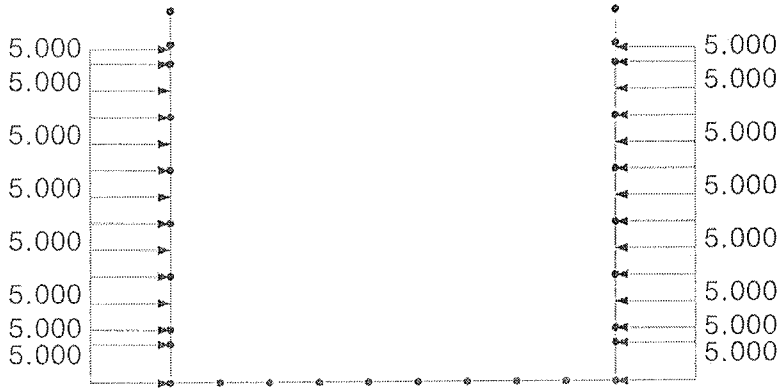


11. 하중 재하 (기능수행)

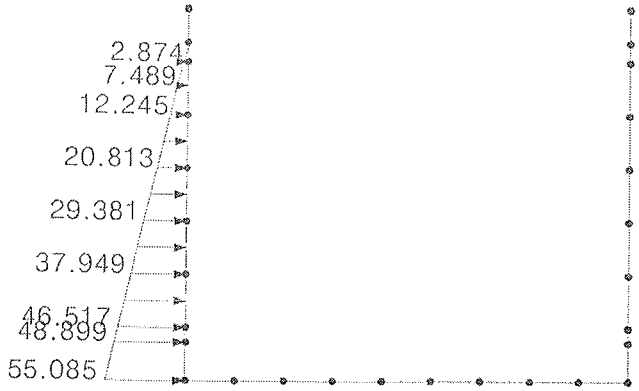
1) CASE1 - 구체자중(SW)



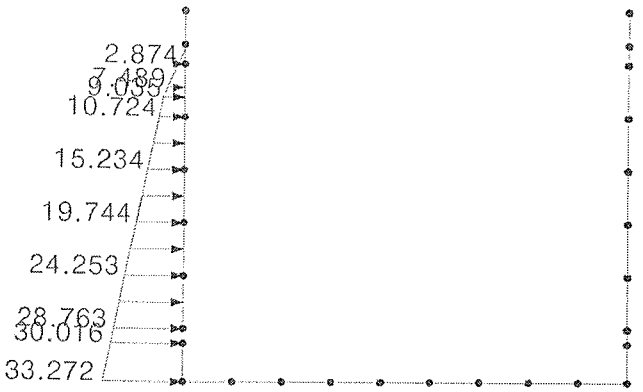
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



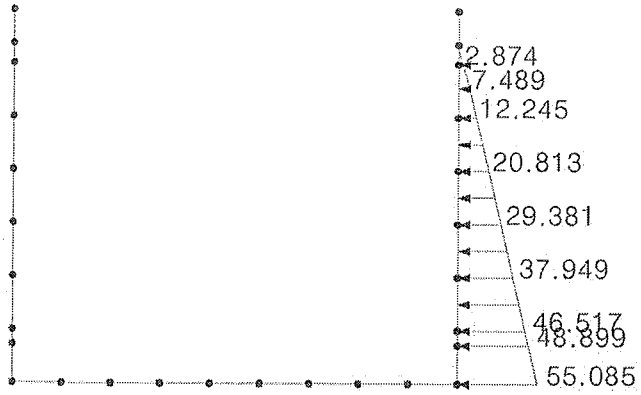
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



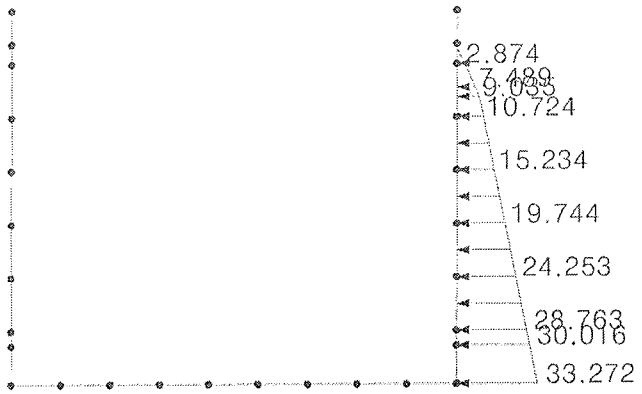
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



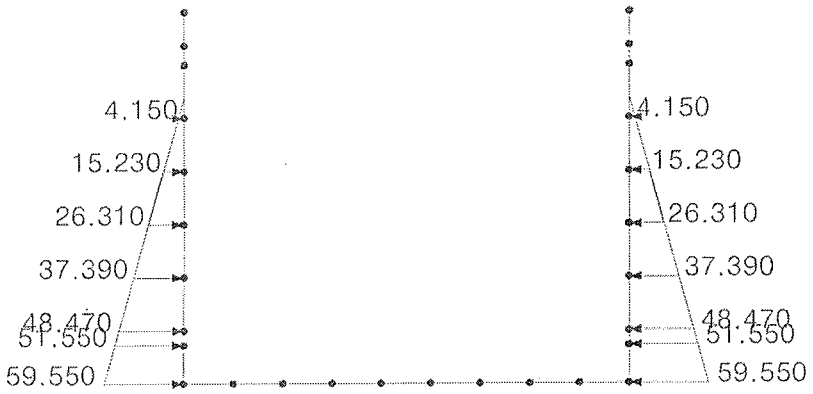
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



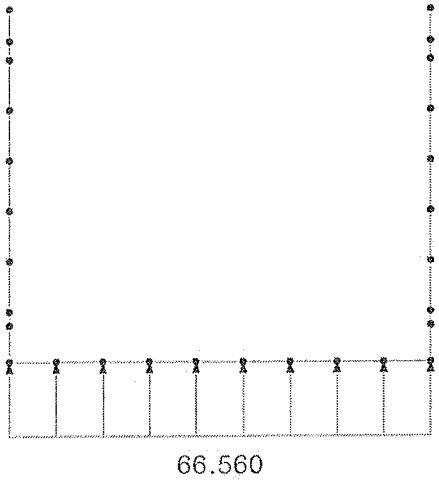
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



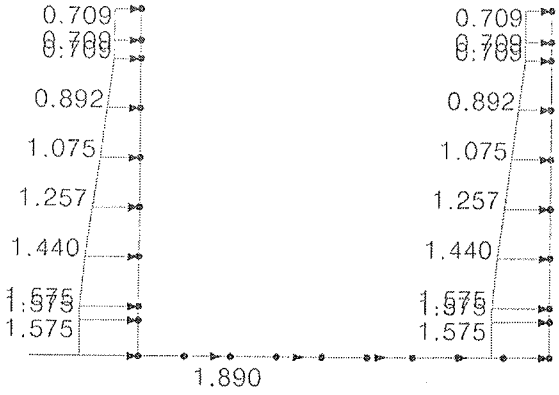
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



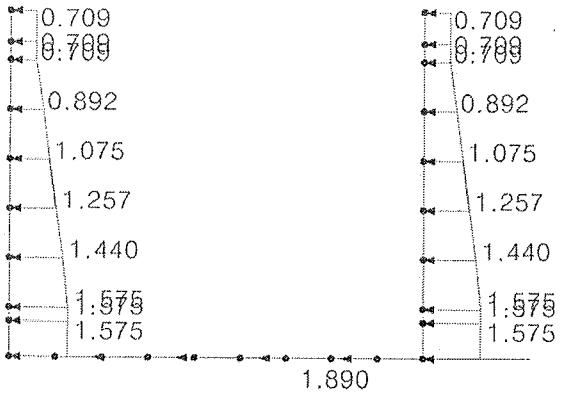
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

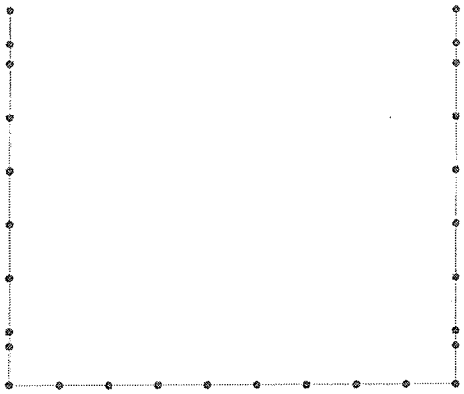


10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

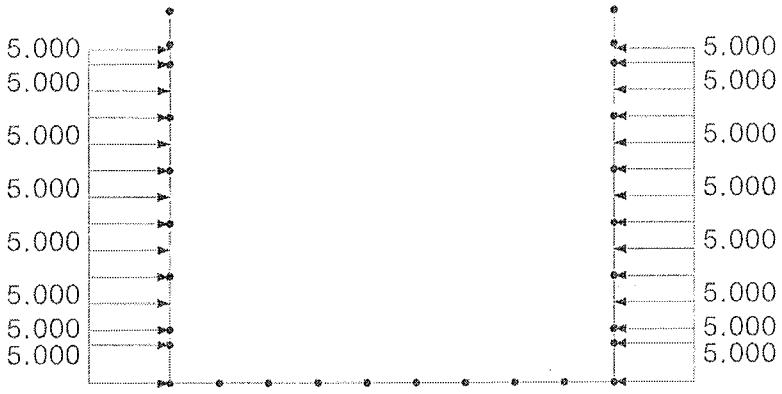


12. 하중 재하 (붕괴방지)

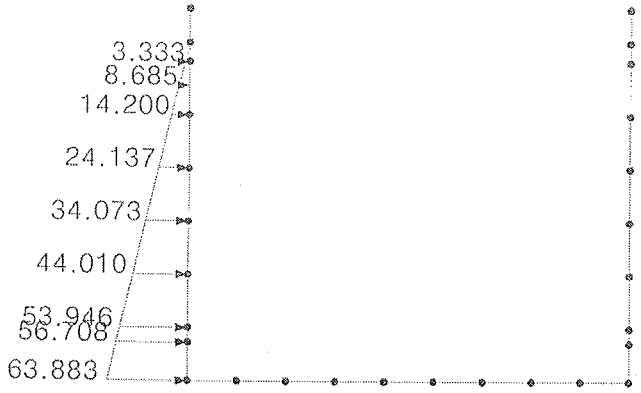
1) CASE1 - 구체자중(SW)



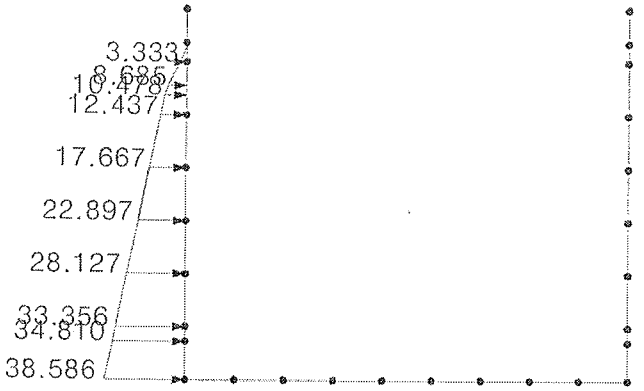
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



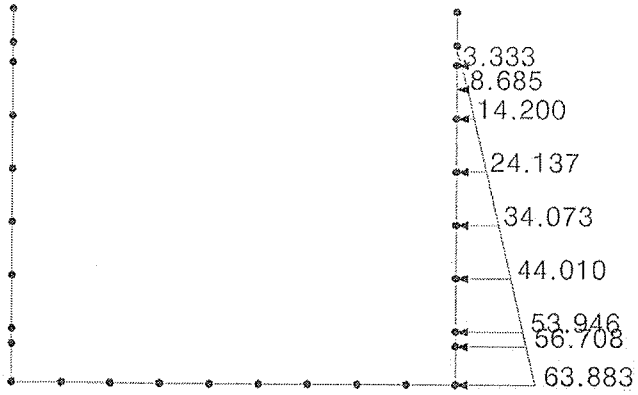
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



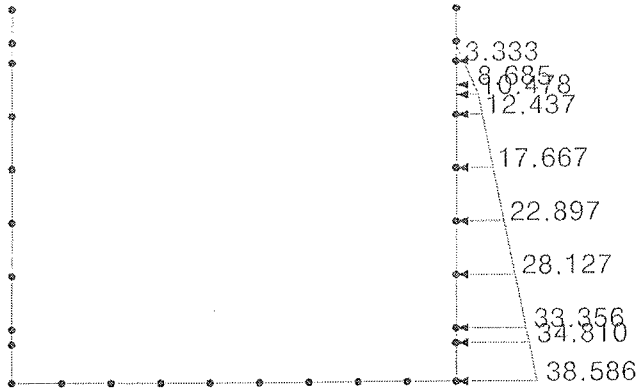
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



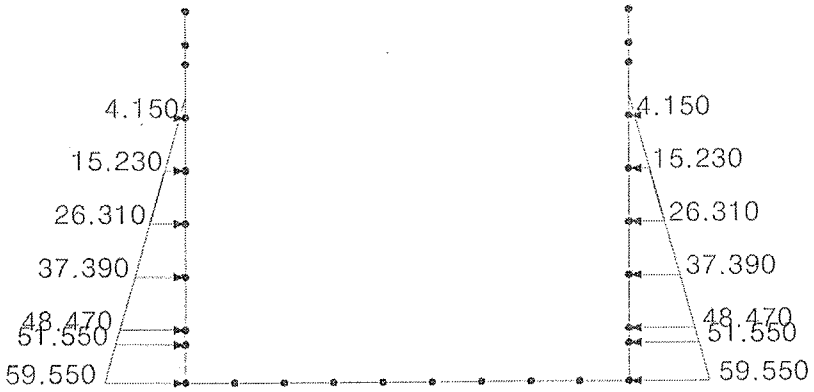
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



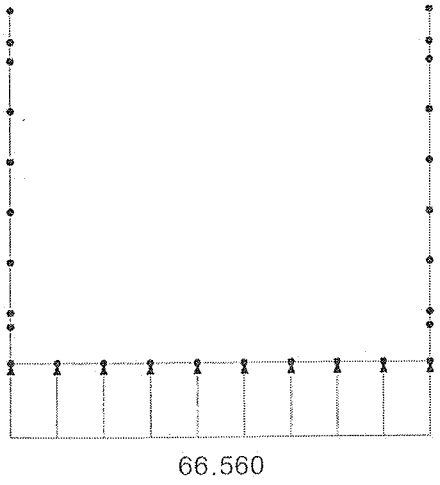
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



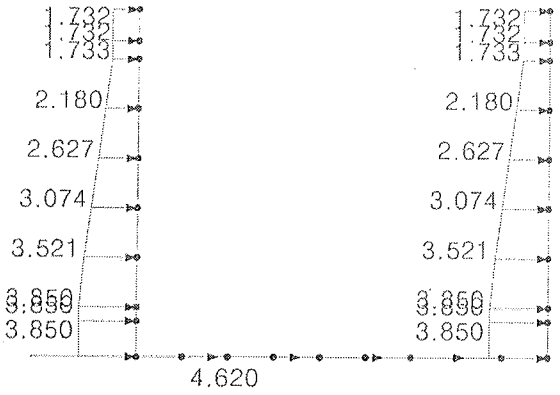
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



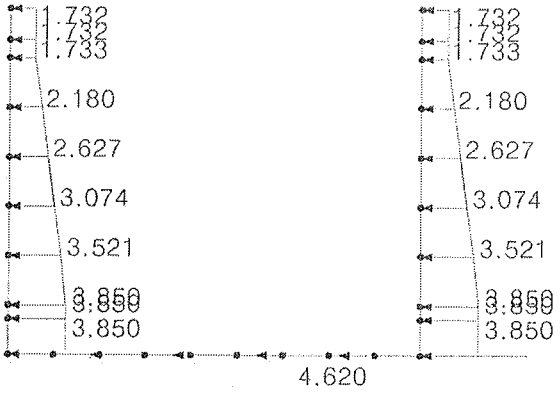
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = -0.700 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.600	●
LC7	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.600	●
LC8	0.900	0.900		1.600		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	●

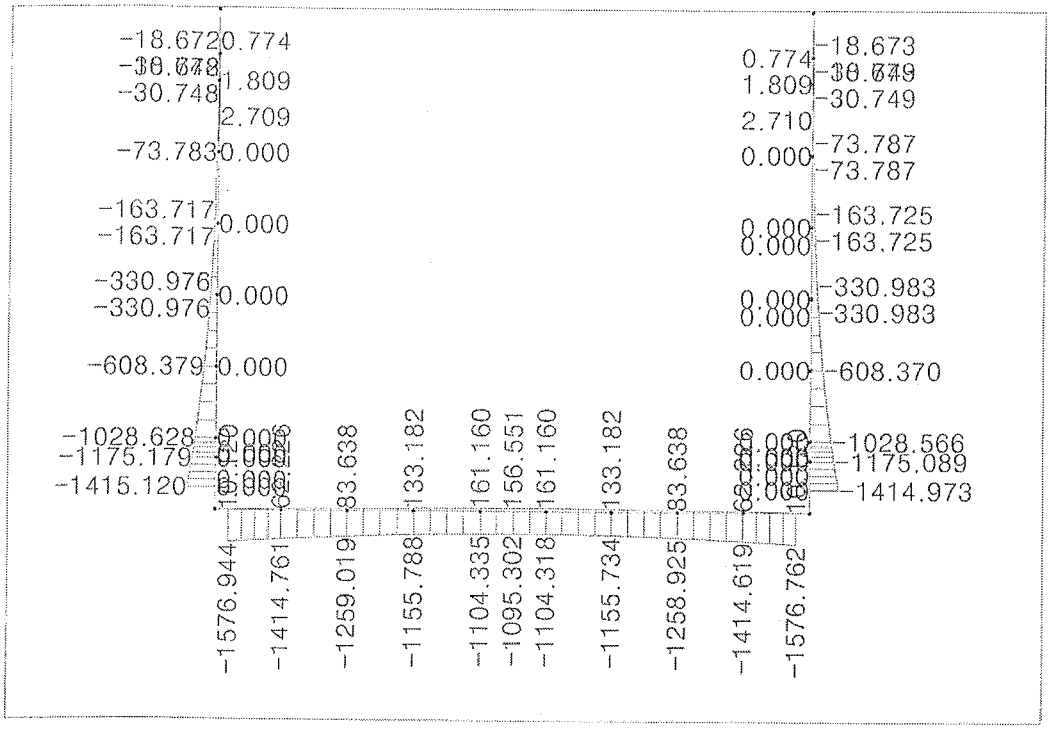
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.400	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.400	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.400	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.400	●

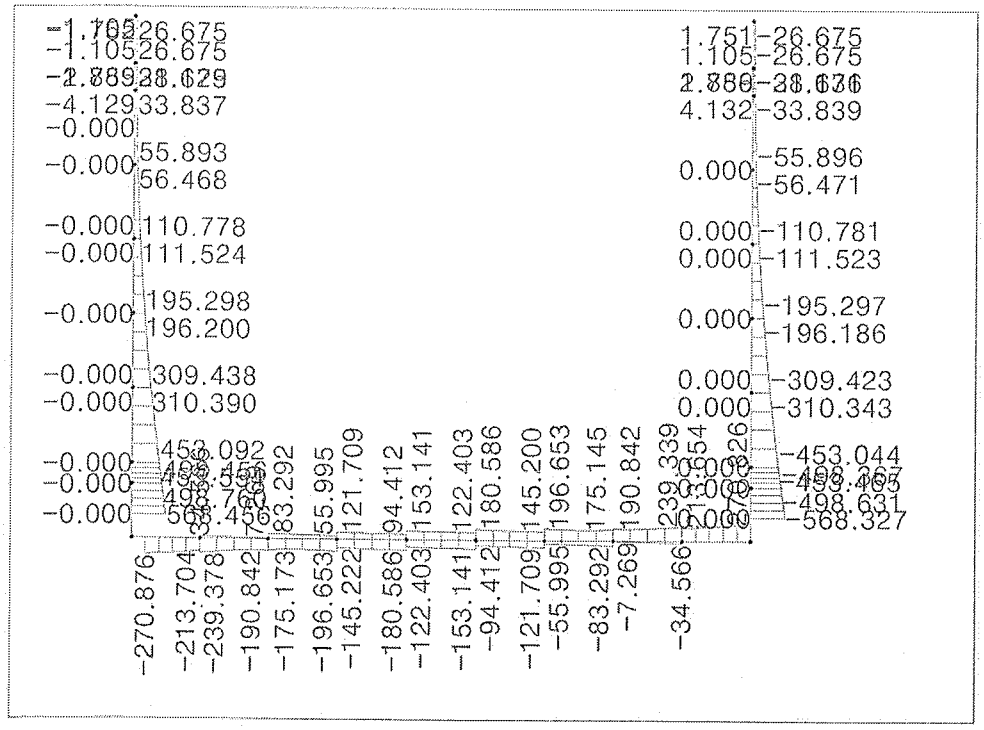
14. 단면력정리

14.1 상시

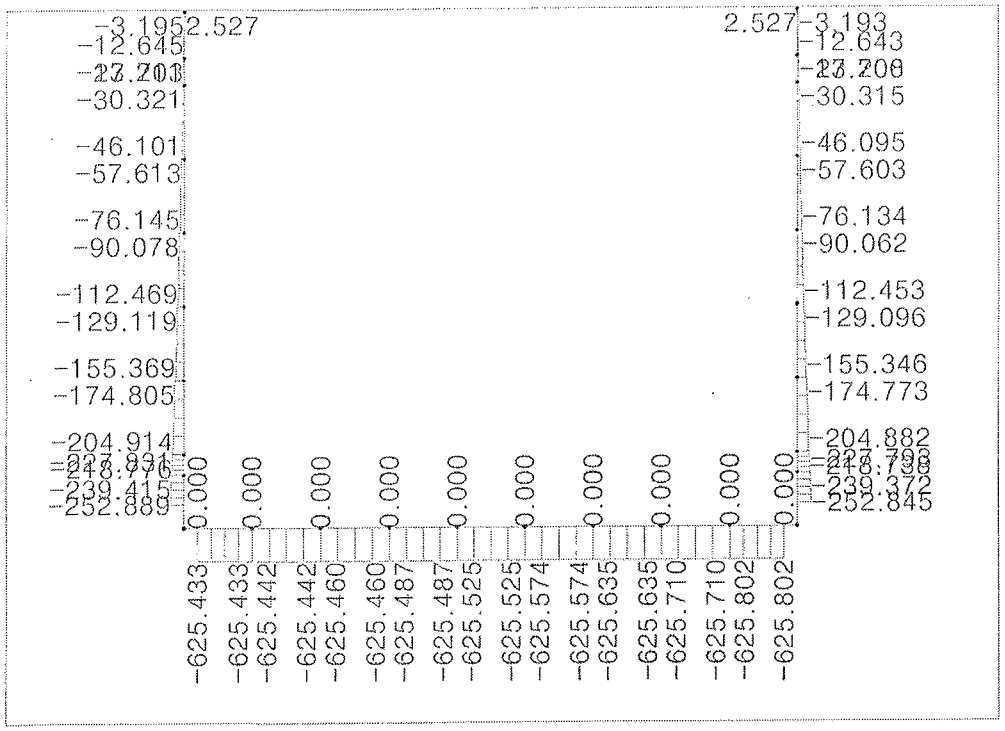
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



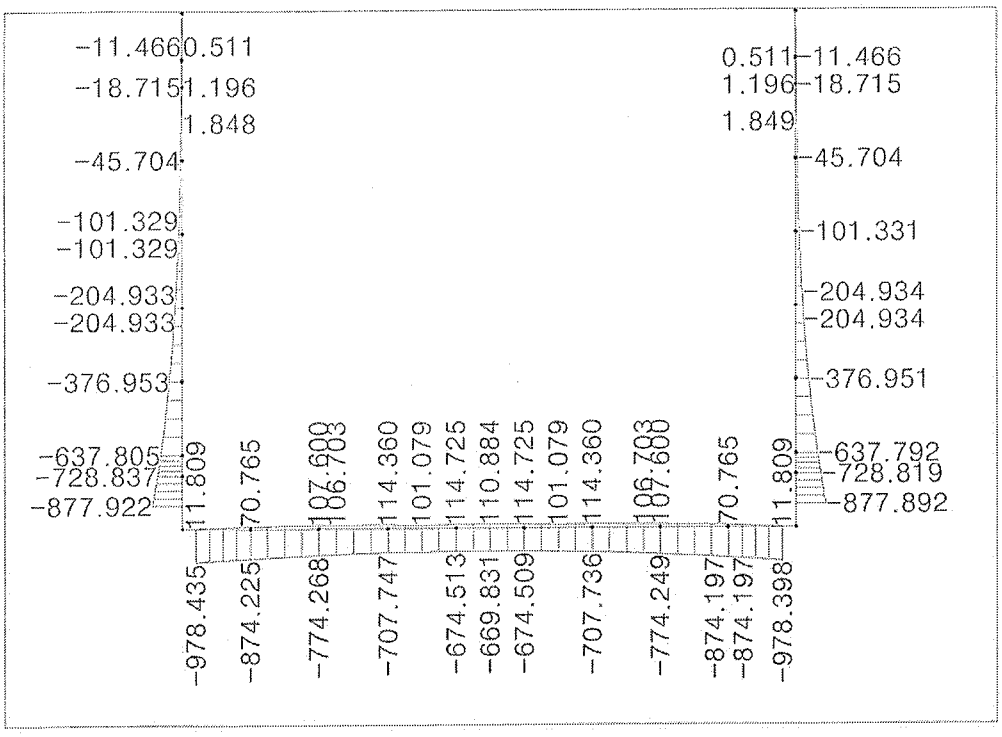
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

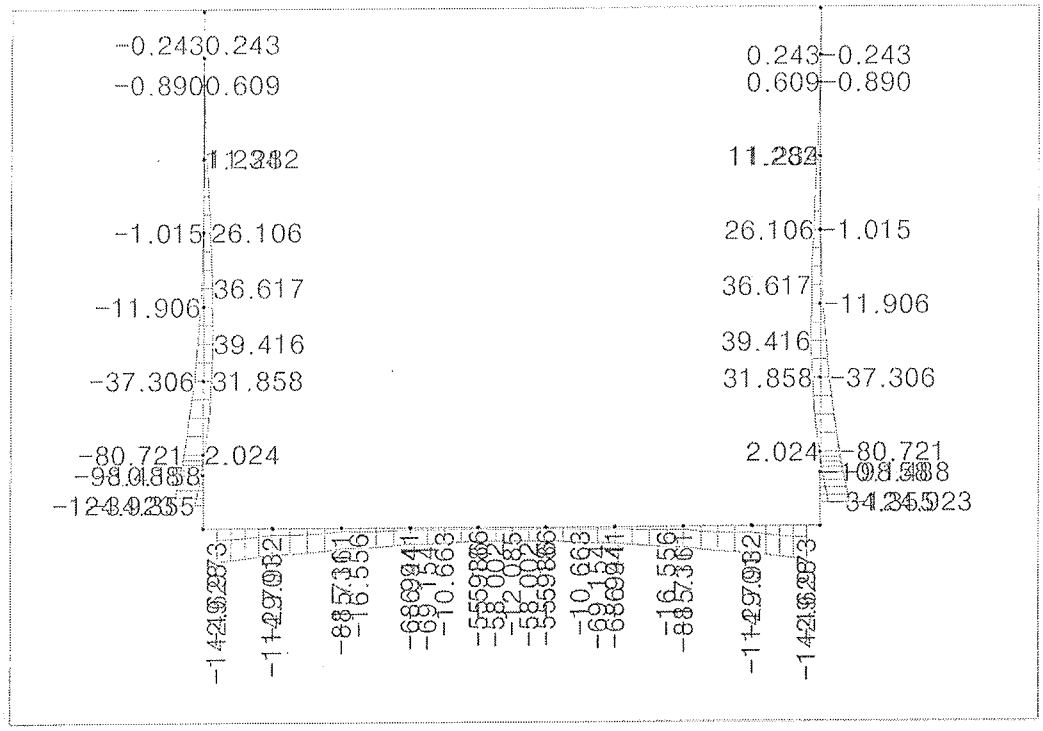


5) 단면력 정리

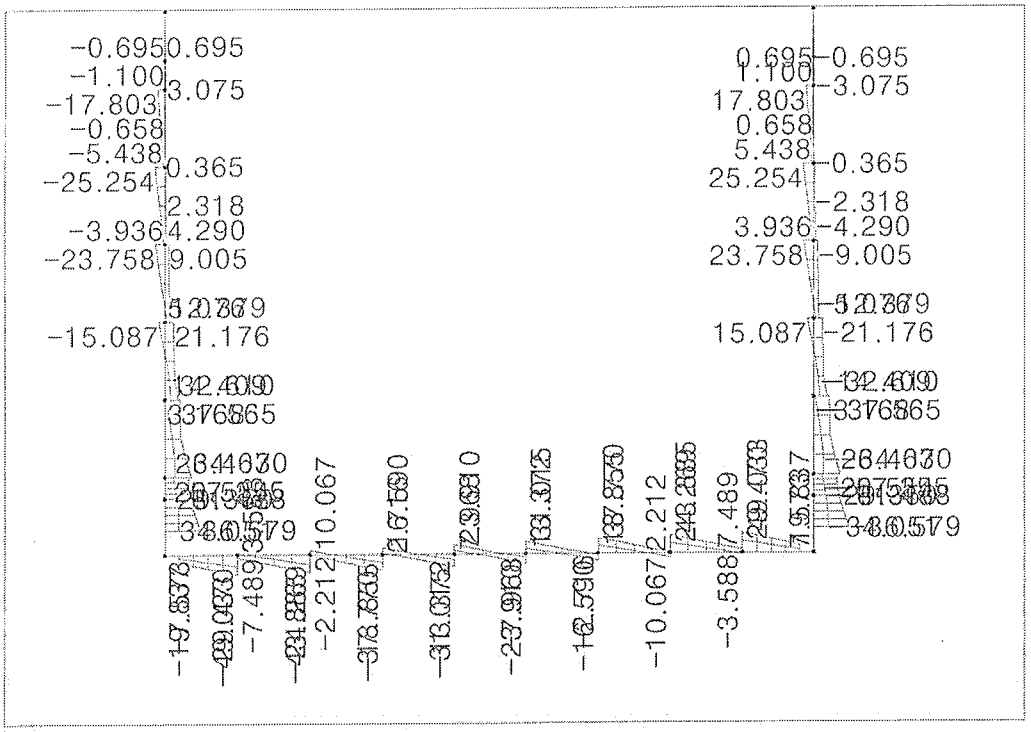
구분	위 치			계수하중			사용하중	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력	모멘트			
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1576.94	199.48	625.43	978.44	1000.00	1200.00	
		중앙부 (상면)	2	161.16	180.58	625.49	114.73	1000.00	1200.00	
		중앙부 (하면)	3	1104.34	180.58	625.49	674.51	1000.00	1200.00	
		우측	4	1576.76	199.45	625.80	978.40	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	608.38	310.39	174.81	376.95	1000.00	870.94	
		하부	6	1415.12	404.35	252.89	877.92	1000.00	1000.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	608.37	309.42	155.35	376.95	1000.00	885.18	
		하부	8	1414.97	404.30	252.85	877.89	1000.00	1000.00	

14.2 지진시(기능수행)

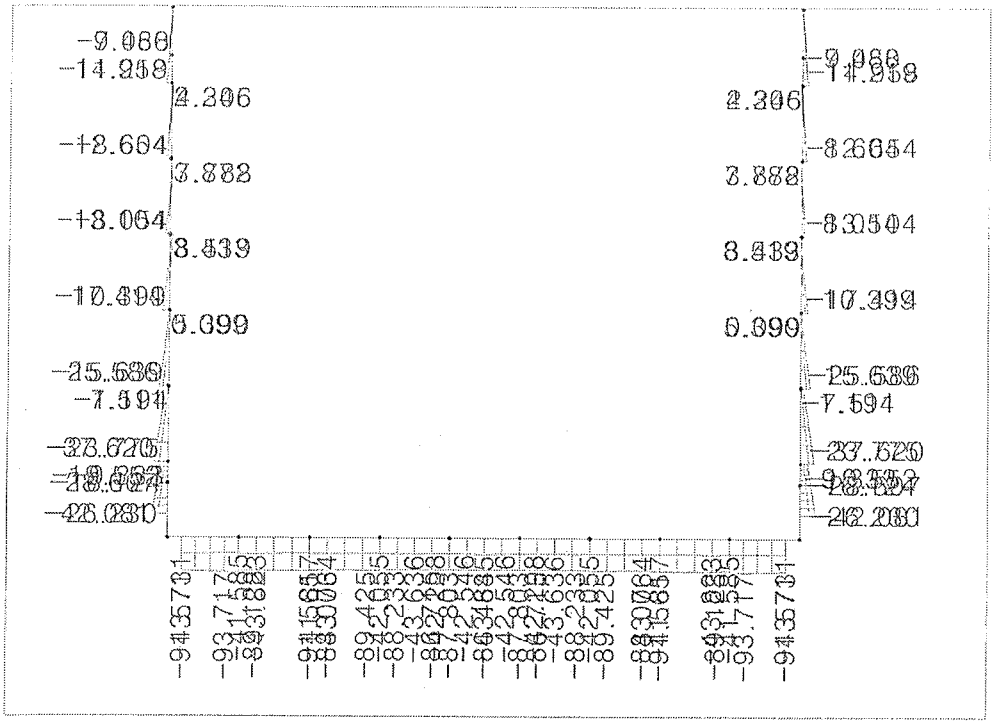
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

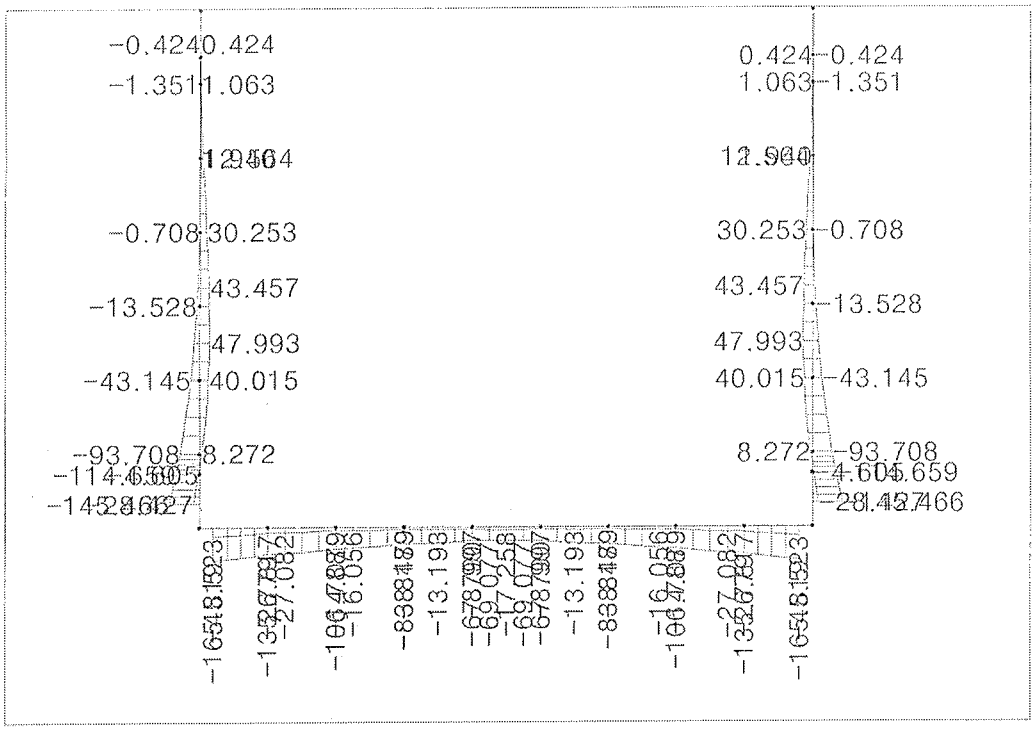


4) 단면력 정리

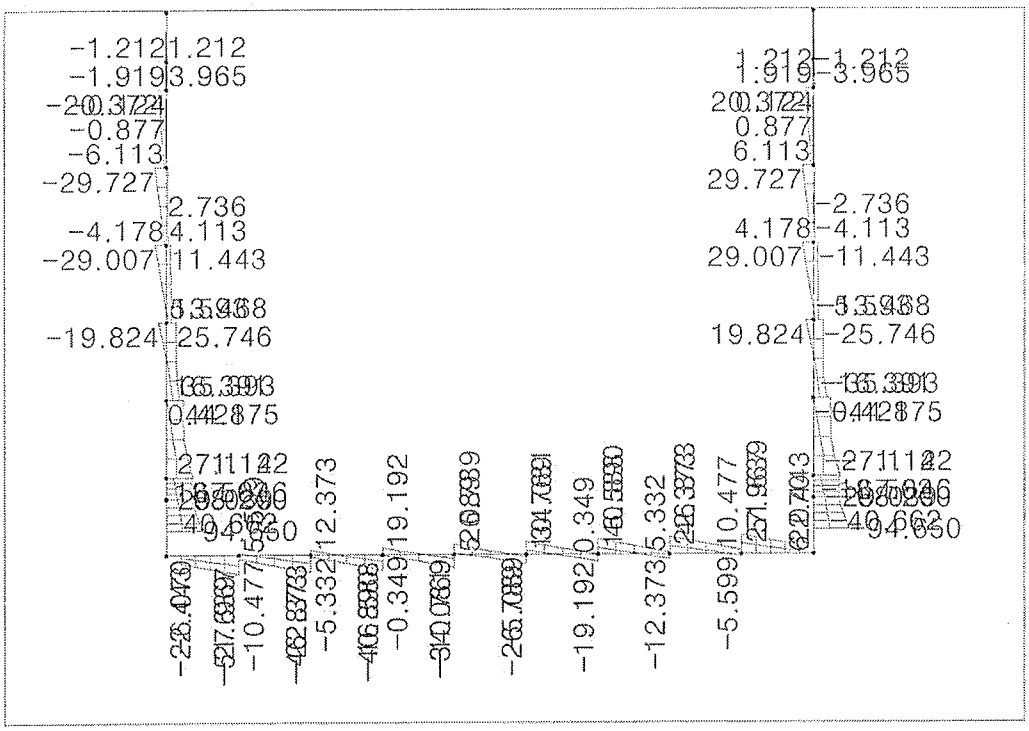
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	142.63	28.69	91.57	1000.00	1200.00	
		중앙부 (상면)	2	0.00	31.01	87.38	1000.00	1200.00	
		중앙부 (하면)	3	55.99	31.01	87.38	1000.00	1200.00	
		우측	4	142.63	28.70	91.58	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	37.31	37.57	7.56	1000.00	870.94	
		하부	6	124.92	47.02	42.14	1000.00	1000.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	37.31	32.61	25.59	1000.00	885.18	
		하부	8	124.92	47.02	42.08	1000.00	1000.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

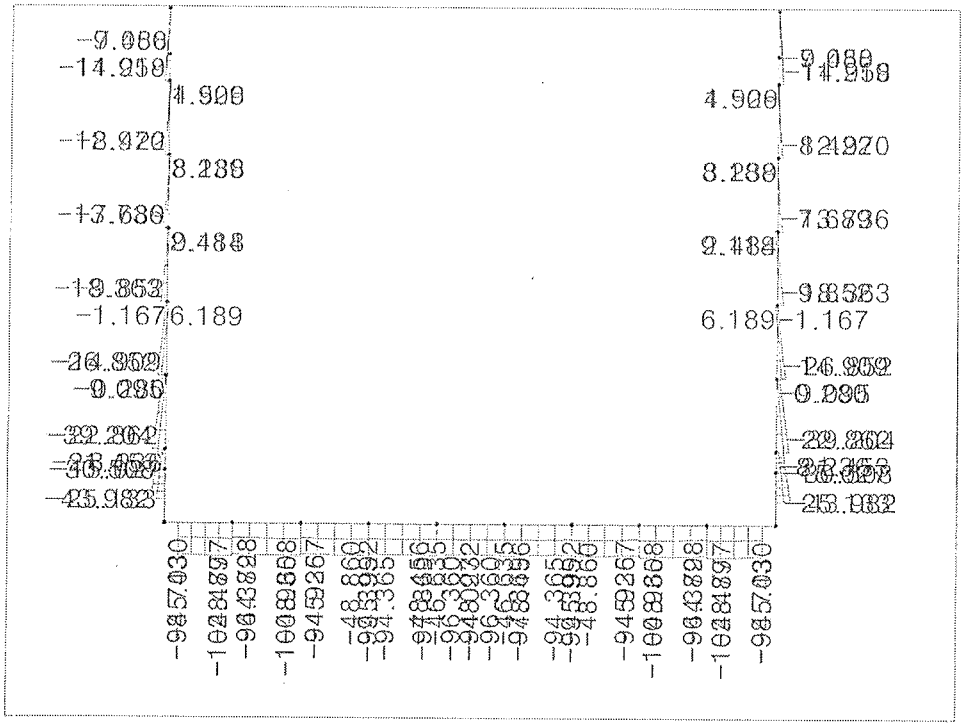
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	165.82	31.68	98.74	1000.00	1200.00	
		중앙부 (상면)	2	0.00	34.08	97.87	1000.00	1200.00	
		중앙부 (하면)	3	67.79	34.08	97.87	1000.00	1200.00	
		우측	4	165.82	31.68	98.75	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	43.15	44.88	9.15	1000.00	870.94	
		하부	6	145.47	51.72	44.05	1000.00	1000.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	43.15	35.39	26.85	1000.00	885.18	
		하부	8	145.47	51.72	43.98	1000.00	1000.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-1576.94	-	-165.82	-142.63	-1576.94	
		중앙부 (상면)	2	161.16	-	-	-	161.16	
		중앙부 (하면)	3	-1104.34	-	-67.79	-55.99	-1104.34	
		우측	4	-1576.76	-	-165.82	-142.63	-1576.76	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-608.38	-	-43.15	-37.31	-608.38	
		하부	6	-1415.12	-	-145.47	-124.92	-1415.12	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-608.37	-	-43.15	-37.31	-608.37	
		하부	8	-1414.97	-	-145.47	-124.92	-1414.97	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-199.48	-	-31.68	-28.69	-199.48	
		중앙부 (상면)	2	-180.58	-	-34.08	-31.01	-180.58	
		중앙부 (하면)	3	-180.58	-	-34.08	-31.01	-180.58	
		우측	4	199.45	-	31.68	28.70	199.45	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	310.39	-	44.88	37.57	310.39	
		하부	6	404.35	-	51.72	47.02	404.35	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-309.42	-	-35.39	-32.61	-309.42	
		하부	8	-404.30	-	-51.72	-47.02	-404.30	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-625.43	-	-98.74	-91.57	-625.43	
		중앙부 (상면)	2	-625.49	-	-97.87	-87.38	-625.49	
		중앙부 (하면)	3	-625.49	-	-97.87	-87.38	-625.49	
		우측	4	-625.80	-	-98.75	-91.58	-625.80	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-174.81	-	-9.15	-7.56	-175.26	
		하부	6	-252.89	-	-44.05	-42.14	-253.49	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-155.35	-	-26.85	-25.59	-155.35	
		하부	8	-252.85	-	-43.98	-42.08	-252.85	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				20	30	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-978.44	-	-	-	-978.44	
		중앙부 (상면)	2	114.73	-	-	-	114.73	
		중앙부 (하면)	3	-674.51	-	-	-	-674.51	
		우측	4	-978.40	-	-	-	-978.40	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-376.95	-	-	-	-376.95	
		하부	6	-877.92	-	-	-	-877.92	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-376.95	-	-	-	-376.95	
		하부	8	-877.89	-	-	-	-877.89	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1100	1576.94	1843.80	4367.55	H29 - 8.0EA	5139.20	1.17
		중앙부(상면)	2	1000	1120	161.16	300.64	424.62	H16 - 4.0EA	794.40	1.87
		중앙부(하면)	2	1000	1100	1104.34	1467.36	3025.28	H25 - 8.0EA	4053.60	1.33
		우측	3	1000	1100	1576.76	1843.80	4367.03	H29 - 8.0EA	5139.20	1.17
		우측(배수구단면)	3	1000	976	1434.61	1662.94	5072.70	H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	5933.60	1.16
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	771	608.38	1268.83	2385.31	H29 - 8.0EA	5139.20	2.09
		하부	5	1000	900	1415.12	1494.34	4852.58	H29 - 8.0EA	5139.20	1.06
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	785	608.37	1293.71	2339.62	H29 - 8.0EA	5139.20	2.13
		하부	7	1000	900	1414.97	1494.34	4852.05	H29 - 8.0EA	5139.20	1.06

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	714.5	199.5	853.84	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		중앙부	2	727.5	180.6	869.37	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측	3	714.5	199.5	853.84	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측(배수구단면)	3	569.0	221.4	790.96	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	500.7	310.4	598.42	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		하부	5	584.6	404.3	698.60	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	510.0	309.4	609.47	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		하부	7	584.6	404.3	698.60	2.00	-	H13	600	253.40	O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1100.00	100.00	1576.94	199.48

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02832

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4367.551 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.177]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00467

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1100.00 - a/2) = 1843.805 kN.m

≥ Mu (= 1576.944 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.169]

* 전단에 대한 검토 (d = 1100.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1100.00 = 714.471 kN

≥ Vu (= 199.484 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1120.00	80.00	161.16	180.58

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 16.289) / 16.289 = 0.20327

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 424.616 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.871]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00071

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (1120.00 - a/2) = 300.638 kN.m

≥ Mu (= 161.160 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.865]

* 전단에 대한 검토 (d = 1120.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1120.00 = 727.461 kN

≥ Vu (= 180.582 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1100.00	100.00	1104.34	180.58

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 83.119) / 83.119 = 0.03670

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3025.275 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.340]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00369

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (1100.00 - a/2) = 1467.360 kN.m

≥ Mu (= 1104.335 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.329]

* 전단에 대한 검토 (d = 1100.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1100.00 = 714.471 kN

≥ Vu (= 180.582 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1100.00	100.00	1576.76	199.45

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02832

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4367.028 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.177]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00467

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1100.00 - a/2) = 1843.805 kN.m

≥ Mu (= 1576.762 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.169]

* 전단에 대한 검토 (d = 1100.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1100.00 = 714.471 kN

≥ Vu (= 199.452 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	976.0	876.0	100.0	1434.6	221.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5933.600 x 400.00 = 2373440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 103.418 mm, c = 103.418 / β1 = 103.418 / 0.85 = 121.668 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (876.00 - 121.668) / 121.668 = 0.01860

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 5072.711 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5933.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.170]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

수축온도철근비 = 0.00200

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

ρuse = As / bd = 0.00677

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 103.418 mm

ΦMn = 0.85 x 5933.600 x 400 x (876.00 - a/2) = 1662.945 kN.m

≥ Mu (= 1434.612 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.159]

* 전단에 대한 검토 (d = 876.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 876.00 = 568.979 kN

≥ Vu (= 221.377 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	870.94	770.94	100.00	608.38	310.39

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (770.94 - 105.379) / 105.379 = 0.01895

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2385.314 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.155]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00667

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (770.94 - a/2) = 1268.829 kN.m

≥ Mu (= 608.379 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.086]

* 전단에 대한 검토 (d = 770.94 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 770.94 = 500.740 kN

≥ Vu (= 310.390 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	1415.12	404.35

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02262

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4852.584 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.059]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00571

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (900.00 - a/2) = 1494.339 kN.m

≥ Mu (= 1415.120 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.056]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 900.00 = 584.567 kN

≥ Vu (= 404.349 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	885.18	785.18	100.00	608.37	309.42

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (785.18 - 105.379) / 105.379 = 0.01935

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2339.616 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.197]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00655

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (785.18 - a/2) = 1293.715 kN.m

≥ Mu (= 608.370 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.127]

* 전단에 대한 검토 (d = 785.18 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 785.18 = 509.991 kN

≥ Vu (= 309.423 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	1414.97	404.30

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02262

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4852.053 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.059]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00571

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (900.00 - a/2) = 1494.339 kN.m

≥ Mu (= 1414.973 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.056]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 900.00 = 584.567 kN

≥ Vu (= 404.302 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 중앙부_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 중앙부_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 976 × 0.0020 = 1952.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1952.00 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 × 976 × 1000 = 1464.00 ㎟ (≤1800)

∴ 1464.00 ㎟ ≤ 1986.000 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 872 × 0.0020 = 1744.69 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1744.693 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 872 x 1000 = 1308.5 ㎟ (≤1800)
∴ 1308.5 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 978 × 0.0020 = 1956.22 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 978 x 1000 = 1467.2 ㎟ (≤1800)
∴ 1467.2 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 872 × 0.0020 = 1744.69 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1744.693 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 872 x 1000 = 1308.5 ㎟ (≤1800)
∴ 1308.5 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

9) 우측벽체 : 하부

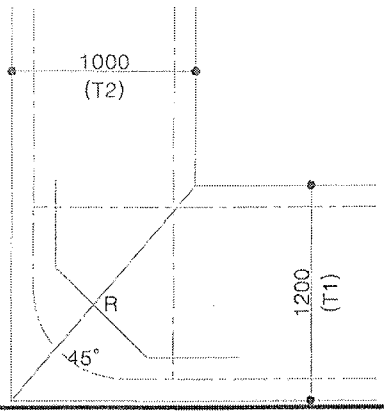
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 978 × 0.0020 = 1956.22 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 978 x 1000 = 1467.2 ㎟ (≤1800)
∴ 1467.2 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 978.435 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 978.435 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1562.050$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 978.44 \times 10^6}{1562.050^2 \times 1000} = 1.005 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 978.44 \times 10^6}{1562.050 \times 180} = 6959.766 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 6959.766 mm² - 2569.600 mm²

= 4390.166 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 4EA , H25 - 4EA

∴ Total As = 4596.400 mm² > Req'd As (= 4390.166 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0007093 + √(2 x 0.0050 + (0.0050)²) = 0.095

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.095 /3 = 0.968

fs = Mo / (As x d x j) = 11809305.000 / (794.400 x 1120.000 x 0.968)

= 13.706 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 13.706 x 794.400 = 10888.116 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0008635 + √(2 x 0.0060 + (0.0060)²) = 0.104

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.104 /3 = 0.965

fs = Mo / (As x d x j) = 11809305.000 / (794.400 x 920.000 x 0.965)

= 16.739 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 16.739 x 794.400 = 13297.492 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x AsT : 대각선 방향의 인장력

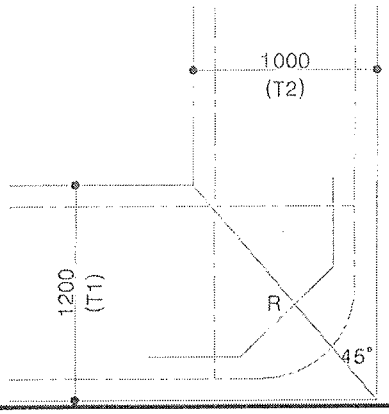
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(10888.116² + 13297.492²) / 180.0

As = 95.480 ㎟

사용철근량 : H13 @ 500, 2EA = 506.800 ㎟ ∴ O.K

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 978.398 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 978.398 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1562.050$ mm

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 978.40 \times 10^6}{1562.050^2 \times 1000} = 2.005 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 978.40 \times 10^6}{1562.050 \times 180} = 6959.503 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb
= 6959.503 mm² - 2569.600 mm²
= 4389.903 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 4EA , H25 - 4EA

∴ Total As = 4596.400 mm² > Req'd As (= 4389.903 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0007093 + √(2 x 0.0050 + (0.0050)²) = 0.095

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.095 /3 = 0.968

fs = Mo / (As x d x j) = 11809305.000 / (794.400 x 1120.000 x 0.968)

= 13.706 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 13.706 x 794.400 = 10888.116 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0008635 + √(2 x 0.0060 + (0.0060)²) = 0.104

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.104 /3 = 0.965

fs = Mo / (As x d x j) = 11809305.000 / (794.400 x 920.000 x 0.965)

= 16.739 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 16.739 x 794.400 = 13297.492 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x AsT : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(10888.116² + 13297.492²) / 180.0

As = 95.480 ㎟

사용철근량 : H13 @ 500, 2EA = 506.800 ㎟ ∴ O.K

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	1100	H29 - 8.0EA	125	207.101	O.K	1.66
		중앙부 (상면)	2	1120	H16 - 4.0EA	250	411.432	O.K	1.65
		중앙부 (하면)	2	1100	H25 - 8.0EA	125	266.646	O.K	2.13
		우측	3	1100	H29 - 8.0EA	125	207.117	O.K	1.66
		우측(배수 구단면)	3	976	H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	206.900	O.K	1.66
좌측벽체	1층	중앙부	4	771	H29 - 8.0EA	125	541.572	O.K	4.33
		하부	5	900	H29 - 8.0EA	125	167.177	O.K	1.34
우측벽체	1층	중앙부	6	785	H29 - 8.0EA	125	556.101	O.K	4.45
		하부	7	900	H29 - 8.0EA	125	167.190	O.K	1.34

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 978.435 x 1000000 / [5139.200 x (1100.000 - 247.641/3)]
= 187.121 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(7x5139.200)]
= 247.641 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 187.12) - 2.5 x 85.50 = 207.10 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 187.12) = 336.68 mm
Sa는 작은 값인 207.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 207.10 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 114.725 x 1000000 / [794.400 x (1120.000 - 106.185/3)]
= 133.151 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x794.400)]
= 106.185 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 133.15) - 2.5 x 72.00 = 411.43 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 133.15) = 473.15 mm
Sa는 작은 값인 411.43 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 411.43 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 중앙부_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 674.513 x 1000000 / [4053.600 x (1100.000 - 223.082/3)]
= 162.239 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(7x4053.600)]
= 223.082 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 162.24) - 2.5 x 87.50 = 266.65 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 162.24) = 388.32 mm
Sa는 작은 값인 266.65 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 266.65 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 978.398 x 1000000 / [5139.200 x (1100.000 - 247.641/3)]
= 187.114 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(7x5139.200)]
= 247.641 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 187.11) - 2.5 x 85.50 = 207.12 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 187.11) = 336.69 mm
Sa는 작은 값인 207.12 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 207.12 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 887.404 x 1000000 / [5933.600 x (876.000 - 231.402/3)]
= 187.210 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5933.600/1000.0 + 7x5933.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x876.0/(7x5933.600)]
= 231.402 mm

사용철근량 = 5933.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 187.21) - 2.5 x 85.50 = 206.90 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 187.21) = 336.52 mm
Sa는 작은 값인 206.90 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 206.90 mm) ∴ O.K

6) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 376.953 x 1000000 / [5139.200 x (770.940 - 202.274/3)]
= 104.260 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x770.9/(7x5139.200)]
= 202.274 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 104.26) - 2.5 x 85.50 = 541.57 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 104.26) = 604.26 mm
Sa는 작은 값인 541.57 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 541.57 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 877.922 x 1000000 / [5139.200 x (900.000 - 221.024/3)]
= 206.733 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x5139.200)]
= 221.024 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 206.73) - 2.5 x 85.50 = 167.18 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 206.73) = 304.74 mm
Sa는 작은 값인 167.18 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 167.18 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 376.951 x 1000000 / [5139.200 x (785.182 - 204.415/3)]
= 102.293 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x785.2/(7x5139.200)]
= 204.415 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 102.29) - 2.5 x 85.50 = 556.10 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 102.29) = 615.88 mm
Sa는 작은 값인 556.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 556.10 mm) ∴ O.K

9) 우측벽체 하부

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 877.892 \times 1000000 / [5139.200 \times (900.000 - 221.024/3)]$

$= 206.726$ MPa

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

$= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x5139.200)]}$

$= 221.024$ mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50$ mm

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

$Smin : 375 \times (Kcr / fs) - 2.5 \times Cc = 375 \times (210 / 206.73) - 2.5 \times 85.50 = 167.19$ mm

$300 \times (Kcr / fs) = 300 \times (210 / 206.73) = 304.75$ mm

Sa는 작은 값인 167.19 mm 를 적용

$S = 1000.00 / 8.0$ EA $= 125.00 \leq Sa (= 167.19$ mm) $\therefore$ O.K

19. 기초 지지력 검토

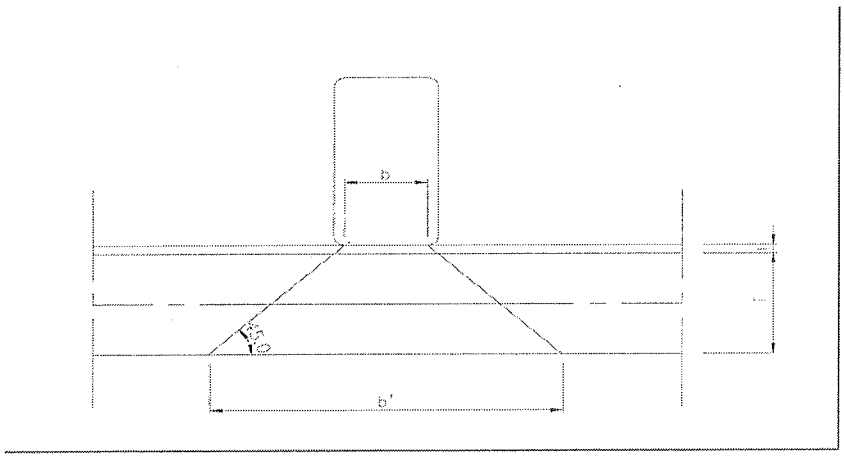
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 555.530 / 10.100 = 55.003 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

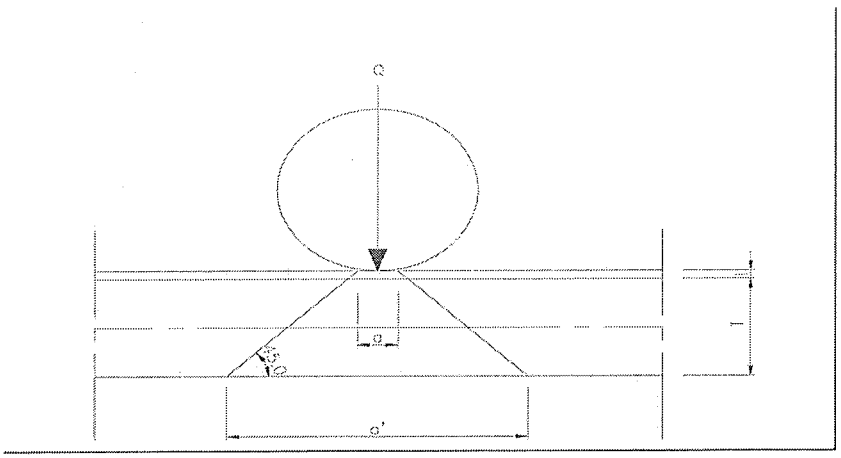


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 1200 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.200 + 0.080) × cot 45°

= 3.060 m



a' = 0.200 + 2 × (1.200 + 0.080) × cot 45°

= 2.760 m

Qz = 96.0 / (3.060 × 2.760 11.367 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 55.00 + 1.84 + 11.37

= 68.210 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 290.77 kN/m² ≥ Qmax = 68.210 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	10.100	×	1.200	×	25.000					=	303.000	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	7.156	×	25.000	×	2			=	161.010	kN/m
	:	0.550	×	6.456	×	25.000	/	2	×	2	=	88.770	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000					=	10.000	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.080	×	23.000					=	12.880	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	1.000	×	19.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	5.456	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	5.456	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
									∴	Σ	=	575.660	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 1.000 \times 5.456 \times 19.000 + 5.456^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 575.660 + 0.000 = 575.660 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 10.100 × 6.656 × 10.000

= 672.256 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 575.660 / 672.256

= 0.856 ≤ 1.05 ∴ NG → 부력방지앵커 설치 필요

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.6 m (보링주상도 NNGB-5 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	10.100	×	1.200	×	25.000					=	303.000	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	7.156	×	25.000	×	2			=	161.010	kN/m
	:	0.550	×	6.456	×	25.000	/	2	×	2	=	88.770	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000					=	10.000	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.080	×	23.000					=	12.880	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	6.600	×	19.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-0.144	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-0.144	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
									∴	Σ	=	575.660	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 6.600^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 6.600 \times -0.144 \times 19.000 + -0.144^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ $\Sigma = 0.000 + 0.000 = 0.000$ kN/m

(3) 저항력

$R = 575.660 + 0.000 = 575.660$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 10.100 \times 1.056 \times 10.000$

$= 106.656$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 575.660 / 106.656$

$= 5.397 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비

대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{303.000}{10.100 \times 10.000 \times 1.100} = 2.727 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.727 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{562.780}{10.100 \times 10.000 \times 1.100} = 5.066 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 5.066 m 이하유지

20. 앵커 검토

(1) 부력에 대한 안정성 검토

$$F.S = \frac{\text{앵커력} + \text{구조물자중}}{\text{부력}} = \frac{150\ kN/m + 575.660\ kN/m}{672.256\ kN/m} = 1.08 > 1.05$$

☞ 적 용 : O.K

(2) 총 필요앵커력 (U-9)

앵커력 X 연장길이 = 150 X 20 = 3,000 kN

(3) 앵커 개수

3,000 ÷ 6 = 500 kN/ea

(4) 설계조건

1) 설계하중 : 500 kN
2) 천공직경 : 115 ㎜
3) 안전율(F.S) : 1.5 (암반의 인장,압축 파괴에 대한 안전율)
4) 설치간격 : 5 m (CTC 최소 간격 기준)
5) 지반조건 : 【표 1】참조 < NNBB-5참조 >

【표 1】

정착지반	내부마찰각 (ϕ) (°)	일축압축강도(σ_c) kN/㎡	허용인장강도(σ_{at}) ⓐ kN/㎡	포아송비(ν) ⓑ	단위중량 (kN/m^3)
연암	35	20,000	462.2	0.3	23.0

※ ⓐ 암반허용 인장강도 (신윤식 1998,지반활등공학,p.535)

암반의 허용인장강도와 일축압축강도의 관계(신뢰한계 99% 회귀식)

$$\sigma_{at} = 0.0334 \times \sigma_c^{0.9305} \quad (\text{단, } \sigma_c \text{의 단위는 } kg/cm^2)$$

$$= 0.0334 \times 200.0^{0.9305} = 462.2 \quad kN/m^2$$

ⓑ 포아송 비는 암질상태에 따라 0.2~0.5 값을 적용

(5) 인장재 산정

1) 인장재 종류

【표 2】

규 격	단위	12.7mm (SWPC 7B)	15.2 mm (SWPC 7B)
극한하중 (P_u)	kN	183	261
항복하중 (P_y)	kN	156	222
공칭단면적 (A_s)	㎟	98.71	138.7
탄성계수 (E)	MPa	2.E+05	2.E+05
Relaxation	%	3 (Max.)	3 (Max.)

2) 강연선의 허용인장응력 산정(T_a)

$T_{a1} = 0.60 \times P_u$, $T_{a2} = 0.75 \times P_y$ 중, 작은 값

$T_{a1} = 0.60 \times P_u = 0.60 \times 183 = 109.8$ kN/ea

$T_{a2} = 0.75 \times P_y = 0.75 \times 156 = 117.0$ kN/ea

☞ 적 용 : **110 kN**

2) 강선가닥수의 산정

소요강선수 n = 설계축력 / T_a = 500 / 109.8 = 4.55

☞ 적 용 : 4 가닥

◆ 암반의 분류 ◆

【표 3】 건설표준품셈에 의한 암종 구분 <한국지반공학회 2009,구조물 기초 설계기준,p112>

구 분	A	B
대표적 암명	편마암,사질편암,녹색편암,각암,석회암,사암,휘록응회암,역암,화강암,섬록암,감람암,사교암,유교암,현암,안산암	흑색편암,녹색편암,휘록응회암,혈암,니암 응회암,점괴암
함유물등에 의한 시각 판정	사질분,석영분을 다량 함유하고 암질이 단단한 것, 결정도가 높은 것	사질분,석영분이 거의 없고 응회분이 거의 없는 것,천매상의 것
500~1,000g 햄머 타격에 의한 판정	타격점의 암은 작은 평평한 암편으로 되어 비산되거나 거의 암분을 남기지 않은 것	타격점이 암 자신이 부서지지 않고 분상이 되어 남으며 암편이 별로 비산되지 않는 것

【표 4】 건설표준품셈에 의한 분류 <한국지반공학회 2009,구조물 기초 설계기준,p112>

암 종	그 룹	자연상태 탄성파속도 V(km/s)	암편탄성파속도 (V_c)	암편내압강도 (MPa)	비 고
풍화암	A	0.7 ~ 1.2	2.0 ~ 2.7	30 ~ 70	내압강도 1. 시편:5cm 입방체 2. 노건조 : 24h 3. 수중침윤 : 2일 4. 내압시험 5. 시험방향(가압방향) Z축(결면에 수직) (탄성파 속도가 가장 느린방향)
	B	1.0 ~ 1.8	2.5 ~ 3.0	10 ~ 20	
연암	A	1.2 ~ 1.9	2.7 ~ 3.7	70 ~ 100	
	B	1.8 ~ 2.8	3.0 ~ 4.3	20 ~ 50	
보통암	A	1.9 ~ 2.9	3.7 ~ 4.7	100 ~ 130	
	B	2.8 ~ 4.1	4.3 ~ 5.7	50 ~ 80	
경암	A	2.9 ~ 4.2	4.7 ~ 5.8	130 ~ 160	
	B	4.1 이상	5.7 이상	80 이상	
극경암	A	4.2 이상	5.3 이상	180 이상	

※암편 탄성파 속도

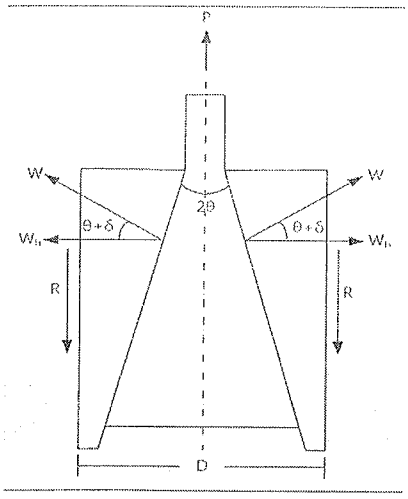
- 시편 : 두께 15~20cm 이상하면이 평행면, 측정방향 X축(탄성파속도가 가장 빠른 방향/평면에 평행)

【표 5】 암반재료 강도의 분류(ISRM) <Duncan C. Wyllie 2008,암반기초공학,p102>

구 분	현장 확인 상태	일축압축강도 (MPa)
극히 강한 암석	시료가 지질해머에 의해서만 쪼개짐	> 250
매우 강한 암석	시료 파쇄에 수 회의 지질해머 타격이 요구됨	100 ~ 250
강한 암석	시료 파쇄에 1회 이상의 지질해머 타격이 요구됨	50 ~ 100
보통 약한 암석	휴대용 칼로 긁히거나 벗겨지지 않음. 시료는 1회의 강한 지질해머 타격으로 파쇄됨	25 ~ 50
약한 암석	휴대용 칼로 벗겨지며 지질해머 뾰족한 끝을 이용한 강한 타격으로 얕은 만입 생성	5 ~ 25
매우 약한 암석	휴대용 칼로 벗겨지며 지질해머 뾰족한 끝을 이용한 강한 타격으로 부서짐	1 ~ 5
극히 약한 암석	엄지손톱으로 만입됨	0.250 ~ 1.000
견고한 점토	엄지손톱으로 어렵게 만입됨	> 0.500
매우 굳은 점토	엄지손톱으로 쉽게 만입됨	0.250 ~ 0.500
굳은 점토	엄지손톱으로 쉽게 만입되며, 엄지손가락으로 매우 어렵게 관입됨	0.100 ~ 0.250
단단한 점토	보통의 힘에 의해 엄지가 수 인치 관입됨	0.050 ~ 0.100
연약 점토	엄지가 쉽게 수 인치 관입됨	0.025 ~ 0.050
매우 연약 점토	주먹이 쉽게 수 인치 관입됨	< 0.025

(6) CCS 앵커체와 암반의 안정성 검토

1) 모식도



P = 설계축력 (kN) : 500 kN
2θ = 앵커체의 두정각 (°) : 10 °
δ = 벽면마찰각 (°) : 23.3 °
(∵ 내부마찰각 x 2/3)
ϕ = 내부마찰각(°) : 35 °
f = 마찰계수 : 0.7 (∵ tan ϕ)
W = 쐐기력 (kN)
W_h = 수평 쐐기력 (kN)
R = 벽면전단저항 ®

2) CCS 앵커의 힘의 관계

① 쐐기력 W 산정

$$W = \frac{P}{2 \times \sin(\theta + \delta)} = \frac{500}{2 \times \sin(5 + 23)} = 527.3 \text{ kN}$$

☞ 적 용 : 527 kN

② 수평 쐐기력 W_h 산정

$$W_h = W \times \cos(\theta + \delta) = 527.3 \times \cos(5 + 23) = 464.3 \text{ kN}$$

☞ 적 용 : 464 kN

③ 벽면전단저항 R

$$R = f \times W_h = 0.7 \times 464.3 = 325 \text{ kN}$$

☞ 적 용 : 325 kN

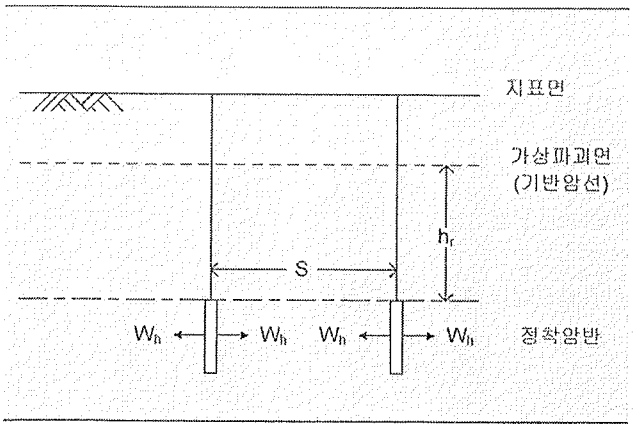
④ 앵커체의 인발에 대한 검토

$P \leq 2R$: $500 \leq 2 \times 325 = 650.0$

☞ 적 용 : O.K

3) 앵커와 앵커간 지반의 인장파괴에 대한 검토

① 모식도



S = 앵커설치 간격 (m)
= 5.0 m
σ_{at} = 암반의 허용인장강도 (kN/m²)
= 462.2 kN/m² (∵ $0.0334 \times \sigma_c^{0.9305}$)
F_r = 암반의 인장파괴에 대한 안전율
= 1.5

- 설계축력과 앵커체 간격 및 설계심도와의 안정조건 ◎

$$\frac{1}{F_r} \times \sigma_{at} \times S \times h_r \geq 2 \times W_h$$

② 매설심도(h_r) 산정

$$h_r \geq \frac{F_r \times 2 \times W_h}{\sigma_{at} \times S} = \frac{1.5 \times 2 \times 464.3}{462.2 \times 5.0} = 0.60 \text{ m}$$

☞ 적 용 : 1.00 m

③ 암반의 인장파괴시 최대인장하중(P_{at}) 산정 ⓓ

$P_{at} = h_r \times \sigma_{at} \times S \times \tan(\theta + \delta)$

$= 1.0 \times 462.2 \times 5.0 \times \tan(5 + 23)$

$= 1,244.3$ kN

☞ 적 용 : 1,244 kN

∴ $P_{at} > P$ 이어야 하므로, 1,244.3 kN > 500 kN ☞ 판 정 : O.K

4) 암반의 지압파괴에 대한 검토 ⓔ

① 암반의 파괴하중 (P_{max}) 산정

$P_{max} = (658.25 \times \ln F - 1,552.59) \times \sigma_c$ (단, σ_c는 kg/cm^2)

$= (658.25 \times \ln 1,243 - 1,552.59) \times 200.0$

$= 627,504.33$ kgf/공 $= 6,275.0$ kN/공

☞ 적 용 : 6,275 kN

여기서, P_{max} = 암반의 파괴하중 (kN)

F = 앵커체의 지압면적 = $\alpha' \times \pi \times d_s \times L$ (㎠) : 1,243

σc' = 일축압축강도 (kg/㎠) : 200.0

α' = 앵커체 원주방향에서의 주철부분의 실질적 비율 : 0.86

d_s = 천공경 (㎝) : 11.5

L = 정착체 유효길이 (㎝) (CCS 상세도 참조) : 40.0

※ ⓒ 신윤식 1998,지반활동공학 p.534

ⓓ 신윤식 1998,지반활동공학 p.537

ⓔ 신윤식 1998,지반활동공학 p.536

② 암반의 압축파괴시 최대인장하중(P_{ac}) 산정 ⓕ

$P_{ac} = \frac{1}{F_s} \times 2 \times P_{max} \times \tan(\theta + \delta)$

$= \frac{1}{1.5} \times 2 \times 6,275 \times \tan(5 + 23) = 4,505$ kN

☞ 적 용 : 4,505 kN

여기서, Fs = 지압파괴에 대한 안전율 : 1.5 (∵ 신윤식 1998, 지반활동공학, p.536)

$P_{ac} > P$ 이어야 하므로, 4,505 kN > 500 kN ☞ 판 정 : O.K

③ 암반의 허용 압축파괴하중(P_0)에 대한 검토

- $P_0 = \frac{P_{max}}{1.5} = \frac{6,275}{1.5} = 4,183$ kN
- 수평쐐기력 W_h = 464.3 kN

$P_0 > 2 W_h$ 이어야 하므로, 4,183 kN > 929 kN ☞ 판 정 : O.K

(7) 앵커길이의 산정

1) 정착장 (L_b) 산정

CCS영구앵커의 정착장 산정은 다음의 【표 6】에 따른다

【표 6】

구 분	CCS 영구앵커체 정착체 길이 (m)	사용 강선
CCS - 50	**0.530**	**Normal Dia 12.7 ㎜**
CCS - 70	0.800	Normal Dia 12.7 ㎜
CCS - 100	0.820	Normal Dia 12.7 ㎜

★ 적 용 : **0.530** m

② Packer Grouting 부의 설치길이

$$hp = \sqrt{\frac{3 \times FS \times P}{\pi \times \sigma_c \times k_o \times \tan^2\phi}} = \sqrt{\frac{3 \times 1.5 \times 500}{\pi \times 20{,}000 \times 0.429 \times 0.49}}$$

$= 0.41$ m

∴ Packer Grouting 설치길이는 ☞ 적 용 : 1.47 m

여기서, P = 500 : 설계축력 (kN)

σ_c = 20,000 : 일축압축강도 (kN/m²)

k_o = 0.429 : 암반의 측압계수

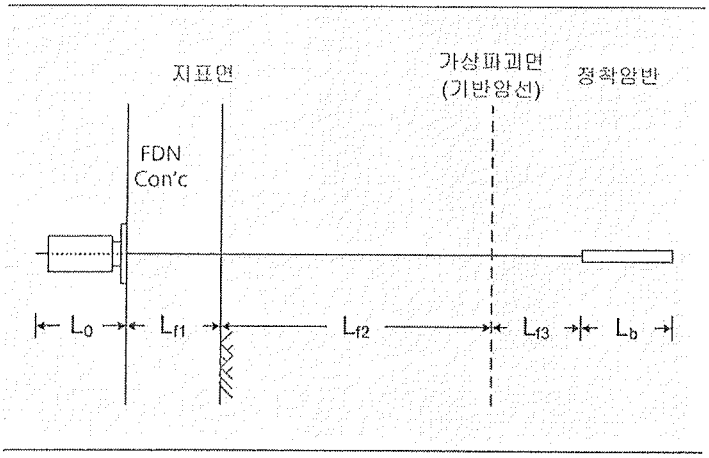
ϕ = 35 : 내부마찰각 (°)

FS = 1.5 : 안전율

Packer Grouting 길이(h_p)	CCS Anchor 정착체장	계 (m)
1.47	0.530	2.00

2) 자유장 (L_f)산정

① 모식도



※ 앵커의 최소자유장 : 4.5 m
(2006, 건설공사비탈면 설계기준,p.144)

여기서,

L_o = 여유장 (m)

L_{f1} = 기초 두께 (m)
(비탈면 공사의 경우 격자블럭 두께)

L_{f2} = 지표면~ 기반암선까지의 거리 (m)

L_{f3} = 매설심도 (m) (= h_r)

L_b = 정착체 길이 (m)

② 설계자유장 (L_f) 산정

i) - Suggested Depth of Anchor for Overall Cone Stability
(Ground Anchors And Anchored Structures, p213)

Rock Type	Formula for Depth of Cone	
	One Anchor	Group of Anchor
Homogeneous rock	$\sqrt{\frac{F \times P}{4.44\ \tau}}$	$\sqrt{\frac{F \times P}{2.83\ \tau s}}$
Irregular fissured rock	$\sqrt{\frac{3F(P)}{\gamma\pi \cdot \tan\phi}}$	$\sqrt{\frac{F \times P}{\tau s \cdot \tan\phi}}$
Irregular submerged fissured rock	$\sqrt{\frac{3F(P)}{(\gamma-9.8)\pi \cdot \tan\phi}}$	$\sqrt{\frac{F \times P}{(\gamma-9.8)s \cdot \tan\phi}}$

Form Hobst (1965)

$$Lf = \sqrt{\frac{P \times S.F}{(\gamma - 9.8) \times S \times \tan\phi}}$$

$$= \sqrt{\frac{500.0 \times 2.5}{(23.00 - 9.8) \times 5.00 \times \tan 35^{\circ}}}$$

$$= 5.20 \text{ m}$$

P : 앵커 설계하중　　S.F : 안전율 (2.5)

γ : 단위중량　　ϕ : 내부마찰각

S : 앵커 설치 간격 (5.00 m)

ii) 정착암반까지의 거리 : 20.4 m (∵ NNBB-5 참조)

- 자유장 길이는 i), ii) 중 최대값 적용

★ 적 용 : 20.800 m

③ 앵커길이 최종

Type	정착장 (L_b)	자유장 (L_f)			여유장 (L_0)	총길이 (L_T)
	(m)	L_{f1}	L_{f2}	L_{f3}	L_0	(m)
0.0	2.000	1.20	20.80	1.00	1.0	26.000

(8) 초기인장력 산정

1) 하중손실량 산정

① 정착장치에 의한 하중손실 (P_{L1})

$$P_{L1} = \frac{\Delta\ell \times A \times n \times E}{L_{ef}}$$

여기서, $\Delta\ell$ = Wedge Draw-in : 6 mm
(2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 메뉴얼,p.27)

E = 강선의 탄성계수 : 2.E+05

A = 강선 1가닥의 공칭단면적 : 98.71 ㎟

n = 강선 가닥수 : 4 ea

$$P_{L1} = \frac{6 \times 98.71 \times 4 \times 2.E+05}{25.0 \times 1,000} = 18,952 \text{ N} = 19.0 \text{ kN}$$

☞ 적 용 : 19.0 kN

② Relaxation 및 Creep에 의한 손실(P_{L2})

$P_{L2} = (P + P_{L1}) \times 5\%$ ⓕ $= (500 + 19.0) \times 5\% = 26$ kN

※ ⓕ PC강연선의 릴렉세이션 (2009,그라운드 앵커 설계,시공 및 유지관리 매뉴얼,p.27)

☞ 적 용 : 26.0 kN

2) 초기인장력 산정

$P_j = P + P_{L1} + P_{L2} = 500 + 19.0 + 26.0 = 545.0$ kN

★ 적 용 : 545 kN

3) 초기인장력의 적합성 판정

① 영구앵커체의 허용 긴장력 (T_{at}) 산정

T_{at} ⓖ $= 0.70 \times P_u \times n = 512$ kN

※ ⓖ Petros P. Xanthakos 1991,Ground Anchors And Anchored Structures,p.324

☞ 적 용 : 512 kN

② 초기인장력의 적합성 판정

$P_j < T_{at}$ 이어야 하므로, 545.0 kN > 512 kN

☞ 판 정 : N.G

(9) 지압판 설계

1) 지압판의 폭 (b) 설정

① Sleeve 로 인한 지압응력을 받는 Con'c의 비유효면적 A_0

A_0 = Sleeve Dia.^{2} x $\frac{\pi}{4}$ = 114.3 ^{2} x $\frac{\pi}{4}$ = 10,261 ㎟

☞ 적 용 : **10,261** ㎟

② Con'c의 허용지압응력 (σ_{ba})을 통한 지압판 폭(b)의 결정 (도로교설계기준 해설 2008,p.521)

σ_{ba} = 0.5 x f_{ck} = 0.5 x 21 = 10.5 ㎫

$\sigma_{ba} \geq \frac{P}{A} = \frac{P}{A - A_0}$

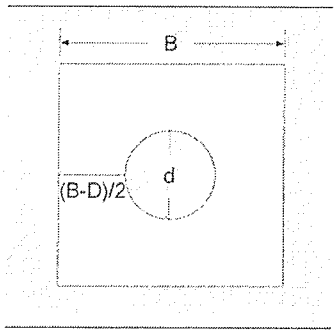
$A \geq \frac{P}{\sigma_{ba}} + A_0 = \frac{500 \times 1,000}{10.5} + 10,261 = 57,880$ ㎟

지압판 폭 b = $\sqrt{A}$ = $\sqrt{57,880}$ = 240.6 ㎜

★ 적 용 : 300 ㎜

2) 지압판의 두께(t) 결정

① 모식도



여기서,

d = 정착구 Head 직경 (= 110 ㎜)

B = 지압판 폭 (㎜) (= 300 ㎜)

$\frac{B - d}{2}$ = 95 ㎜

② 지압판의 휨모멘트 (M) 산정

$w = \frac{P_j}{A - A_0} \times 95 = \frac{512,400}{300 \times 300 - (\frac{\pi}{4} \times 110^2)} \times 95$

= 605 N/㎜

$M = \frac{w \times \ell^2}{2} = \frac{605 \times 95^2}{2}$ = 2,728,709 N·㎜ = 2,729 kN·㎜

③ 지압판 단면계수(Z)를 통한 지압판 두께(t) 결정

σ_{sa} = 0.14 kN/㎟ ※ SS400 허용휨인장응력 : 0.14 kN/㎟

(도로교설계기준 해설 2008,p.123)

$\sigma_{sa} \geq \frac{M}{Z}$, $Z = \frac{B \times h^2}{6}$

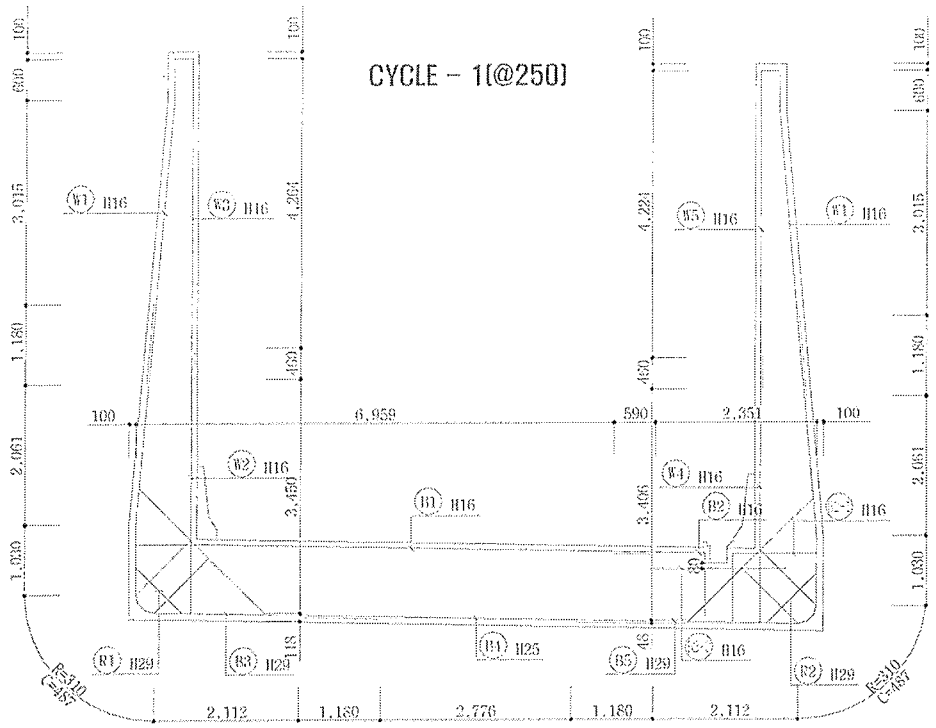
$t \geq \sqrt{\frac{6 \times M}{B \times \sigma_{sa}}} = \sqrt{\frac{6 \times 2,729}{300 \times 0.14}} = 19.8$

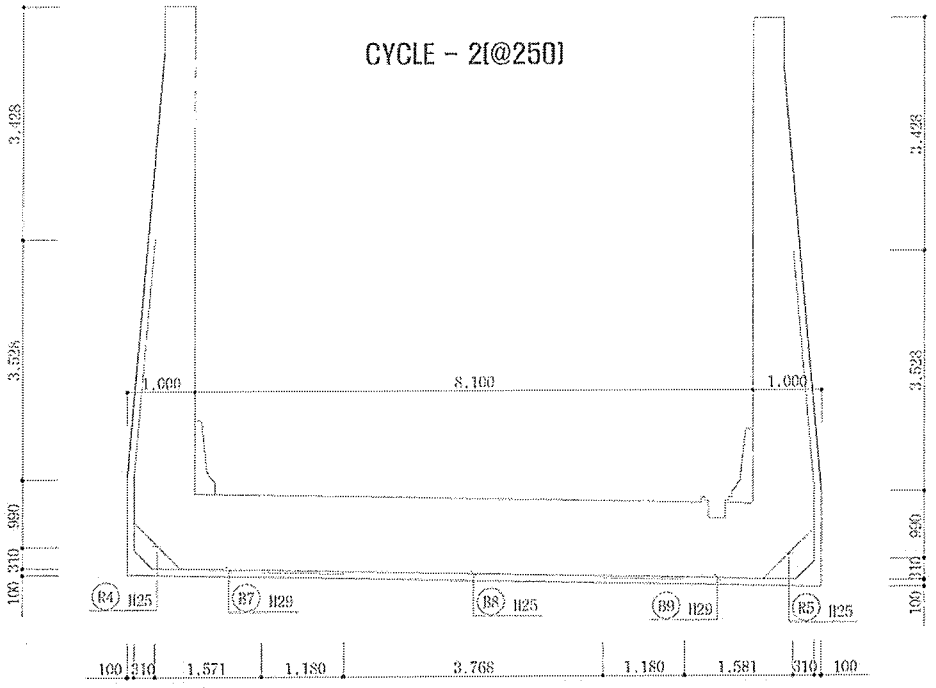
★ 적 용 : 30.0 ㎜

(10) Result

Type	설계하중 (P) (kN)	자유장 (L_f) (m)	정착장 (L_b) (m)	여유장 (L_0) (m)	총 길이 (L_T) (m)	지압판 (㎜)	초기인장력 (P_j) (kN)
0	500	23.00	2.00	1.0	26.0	300 x 30	545.0

21. 주철근 조립도


CYCLE - 1(@250)
W1 H16
W3 H16
W5 H16
W2 H16
W4 H16
B1 H16
B2 H16
R1 H29
R3 H29
B4 H25
B5 H29
R2 H29
100
6,959
590
2,351
2,112
1,180
2,776
1,180
2,112


CYCLE - 2(@250)
1,000
8,100
1,000
R4 H25
B7 H29
B8 H25
B9 H29
R5 H25
100
310
1,571
1,180
3,766
1,180
1,581
310
100

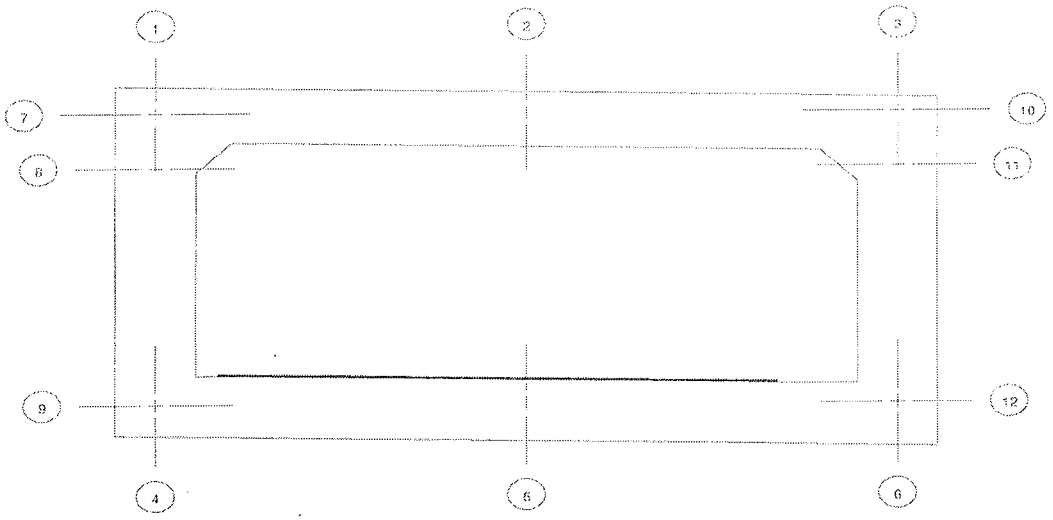
1.2 BOX

B1

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	950	1010.11	1260.62	3222.55	H25 - 8.0EA	4053.60	1.25
		중앙부	2	1000	820	963.94	1081.46	3594.81	H25 - 8.0EA	4053.60	1.12
		우측	3	1000	950	1003.52	1260.62	3200.85	H25 - 8.0EA	4053.60	1.26
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	900	1378.40	1494.34	4720.34	H29 - 8.0EA	5139.20	1.08
		중앙부	5	1000	920	1069.10	1219.28	3536.28	H25 - 8.0EA	4053.60	1.14
		우측	6	1000	900	1373.42	1494.34	4702.42	H29 - 8.0EA	5139.20	1.09
		우측(배수구단면)	6	1000	746	258.20	1050.52	1197.30	H29 - 8.0EA	5139.20	4.06
좌측벽체	1층	상부	7	1000	1167	1443.99	2375.08	-	H25 - 8.0EA	4848.00	1.65
		추가1	8	1000	1000	1196.07	2122.49	-	H25 - 8.0EA	4848.00	1.77
		중앙부	9	1000	1020	516.12	1983.20	-	H16 - 4.0EA	5933.60	3.84
		하부	10	1000	1000	1529.70	2415.75	-	H29 - 8.0EA	5933.60	1.58
우측벽체	1층	상부	11	1000	1167	1438.64	2379.30	-	H25 - 8.0EA	4848.00	1.65
		추가1	12	1000	1000	1196.49	2206.72	-	H25 - 8.0EA	4848.00	1.84
		중앙부	13	1000	1020	516.12	1983.20	-	H16 - 4.0EA	5933.60	3.84
		하부	14	1000	1000	1525.10	2418.63	-	H29 - 8.0EA	5933.60	1.59

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1경간	좌측	1	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	3	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1경간	좌측	4	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		중앙부	5	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		우측	6	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		우측 (배수구단면)	6	1492.0	1986.0	O.K	1119.0	1986.0	O.K
좌측 벽체	1층	상부	7	1800.0	1986.0	O.K	1650.0	1986.0	O.K
		추가	8	1800.0	1986.0	O.K	1650.0	1986.0	O.K
		중앙부	9	1800.0	1986.0	O.K	1650.0	1986.0	O.K
		하부	10	1800.0	1986.0	O.K	1650.0	1986.0	O.K
우측 벽체	1층	상부	11	1800.0	1986.0	O.K	1650.0	1986.0	O.K
		추가	12	1800.0	1986.0	O.K	1650.0	1986.0	O.K
		중앙부	13	1800.0	1986.0	O.K	1650.0	1986.0	O.K
		하부	14	1800.0	1986.0	O.K	1650.0	1986.0	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm^2		mm	mm^2	
상부 슬래브	1경간	좌측	1	519.6	655.8	722.34	2.00	170.28	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	532.6	124.2	636.50	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측	3	519.6	655.8	722.34	2.00	170.28	H13	300	253.40	O.K
하부 슬래브	1경간	좌측	4	584.6	690.2	812.63	2.00	117.42	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	5	597.6	190.2	714.12	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측	6	584.6	690.1	812.63	2.00	117.26	H13	300	253.40	O.K
		우측 (배수구단면)	6	419.6	655.6	746.98	2.00	182.70	H13	150	253.40	O.K
좌측 벽체	1층	상부	7	687.2	207.6	813.91	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		추가1	8	690.0	181.8	816.69	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		중앙부	9	706.9	181.8	836.10	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		하부	10	693.0	412.4	819.71	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
우측 벽체	1층	상부	11	687.2	207.4	813.91	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		추가1	12	693.0	462.0	819.71	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		중앙부	13	706.9	462.0	836.10	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		하부	14	693.0	412.5	819.71	2.00	-	H13	600	253.40	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	950	H25 - 8.0EA	125	202.127	O.K	1.62
		중앙부	2	820	H25 - 8.0EA	125	189.826	O.K	1.52
		우측	3	950	H25 - 8.0EA	125	204.738	O.K	1.64
하부슬래브	1경간	좌측	4	900	H29 - 8.0EA	125	133.308	O.K	1.07
		중앙부	5	920	H25 - 8.0EA	125	197.618	O.K	1.58
		우측	6	900	H29 - 8.0EA	125	134.433	O.K	1.08
		우측(배수 구단면)	6	746	H29 - 8.0EA	125	1054.100	O.K	8.43
좌측벽체	1층	상부	7	1167	H25 - 8.0EA	125	140.738	O.K	1.13
		추가	8	1000	H25 - 8.0EA	125	139.483	O.K	1.12
		중앙부	9	1020	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	10	1000	H29 - 8.0EA	125	133.934	O.K	1.07
우측벽체	1층	상부	11	1167	H25 - 8.0EA	125	141.986	O.K	1.14
		추가	12	1000	H25 - 8.0EA	125	139.368	O.K	1.12
		중앙부	13	1020	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	14	1000	H29 - 8.0EA	125	134.866	O.K	1.08

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 B1 (내공 : 9.15M × 3.84M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트(ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 3.728 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ= 0.500

9) 설계방법

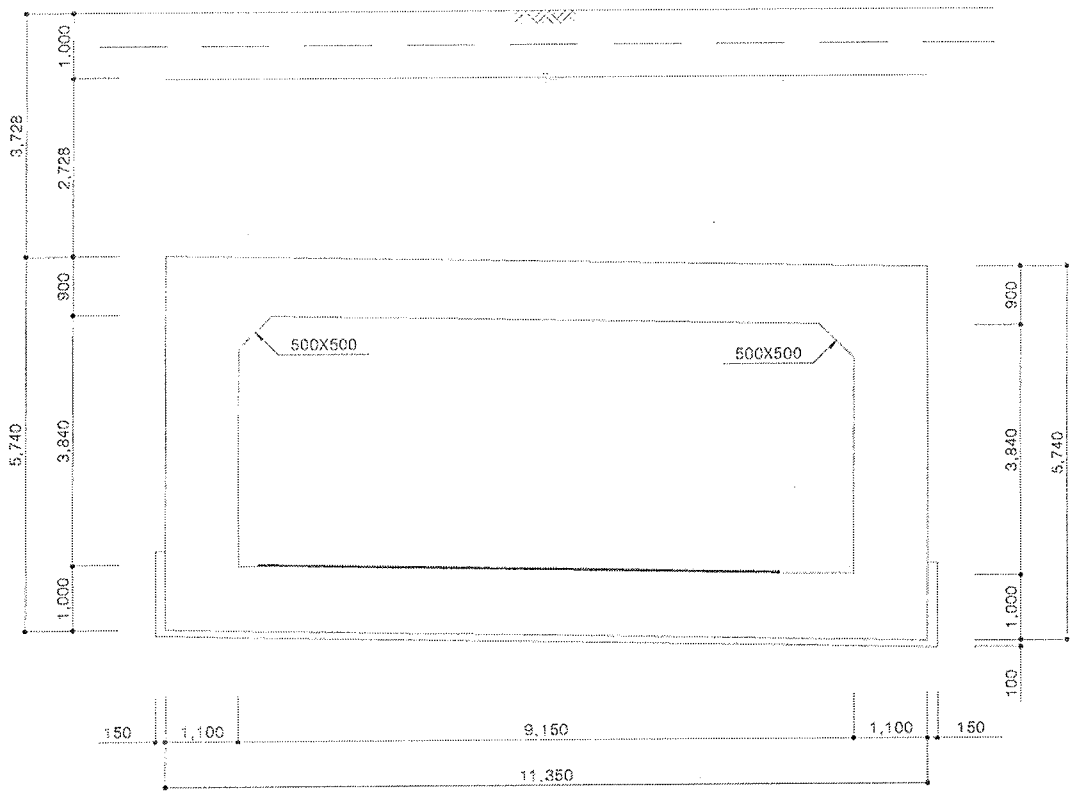
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준·해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


1,000
2,728
3,728
300
3,840
5,740
1,000
500X500
500X500
900
3,840
5,740
1,000
100
150
1,100
9,150
1,100
150
11,350

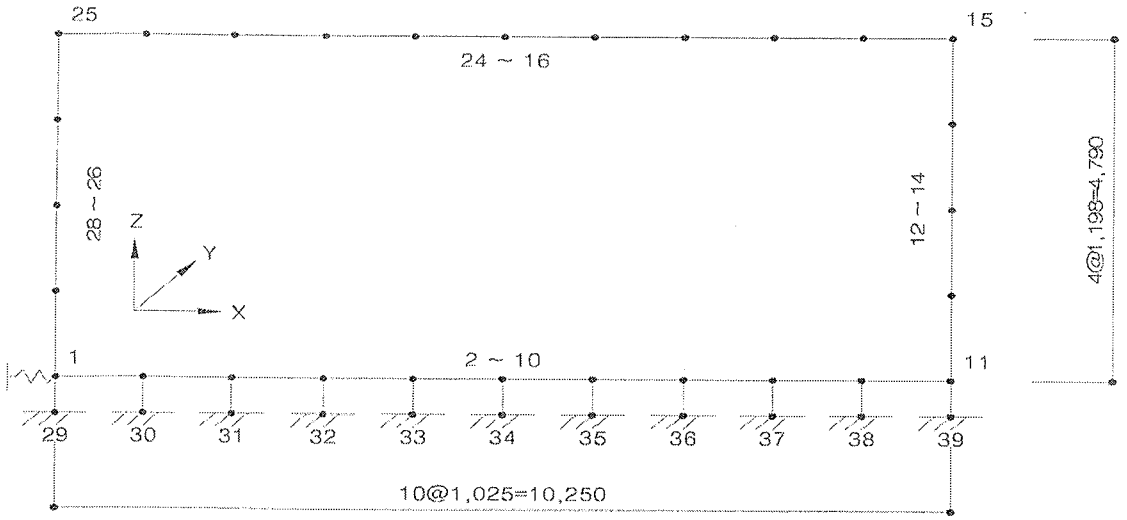
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

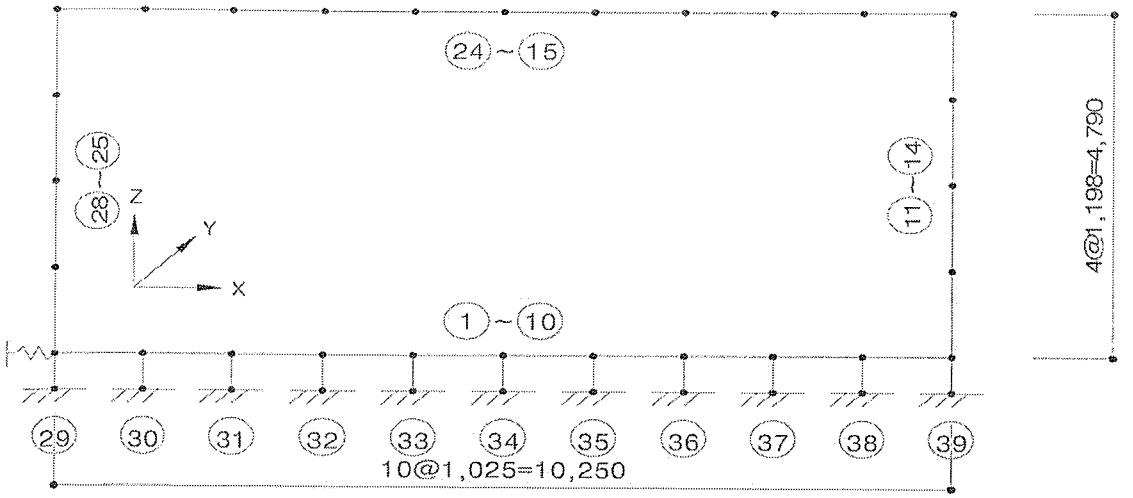
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점상도



② 부재상도



2) 단면제원

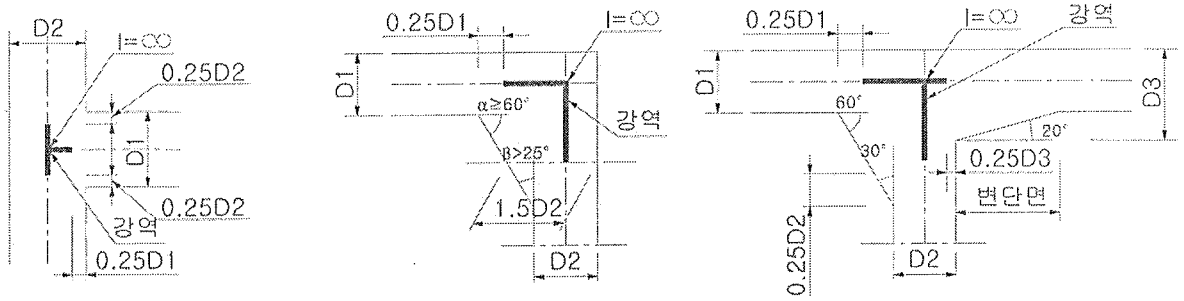
NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	1.000 × 1.000 = 1.000	0.08333	1~10
2	1.100 × 1.000 = 1.100	0.11092	11~14.25~28
3	0.900 × 1.000 = 0.900	0.06075	15~24

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	21	4.100	5.290
2	1.025	0.500	22	3.075	5.290
3	2.050	0.500	23	2.050	5.290
4	3.075	0.500	24	1.025	5.290
5	4.100	0.500	25	0.000	5.290
6	5.125	0.500	26	0.000	4.093
7	6.150	0.500	27	0.000	2.895
8	7.175	0.500	28	0.000	1.698
9	8.200	0.500	29	0.000	0.000
10	9.225	0.500	30	1.025	0.000
11	10.250	0.500	31	2.050	0.000
12	10.250	1.698	32	3.075	0.000
13	10.250	2.895	33	4.100	0.000
14	10.250	4.093	34	5.125	0.000
15	10.250	5.290	35	6.150	0.000
16	9.225	5.290	36	7.175	0.000
17	8.200	5.290	37	8.200	0.000
18	7.175	5.290	38	9.225	0.000
19	6.150	5.290	39	10.250	0.000
20	5.125	5.290			

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 25 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1100 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(2) 25 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(3) 15 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1100 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(4) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1000 = 300 ㎜

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1100 = 225 mm

(7) 11 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1000 = 300 mm

(8) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부

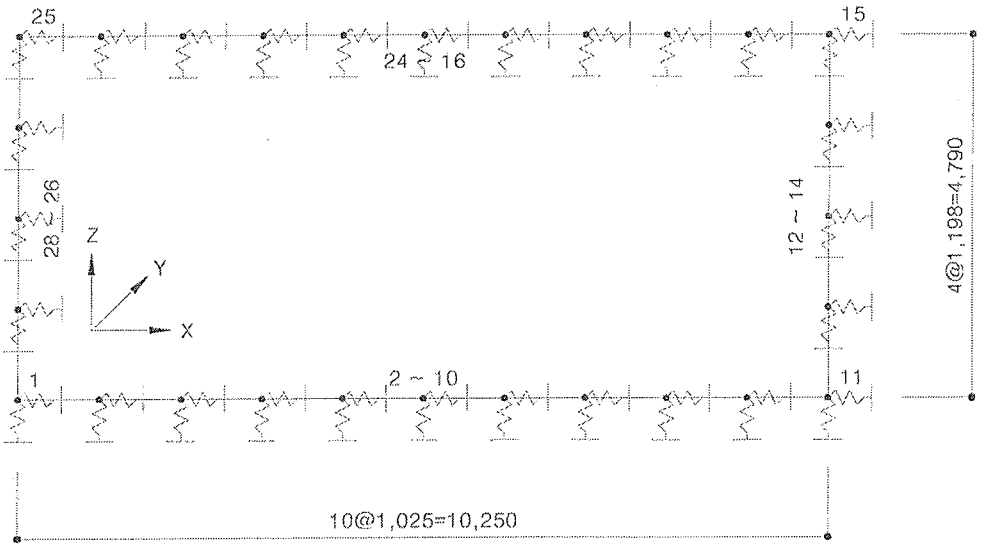
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1100 = 225 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

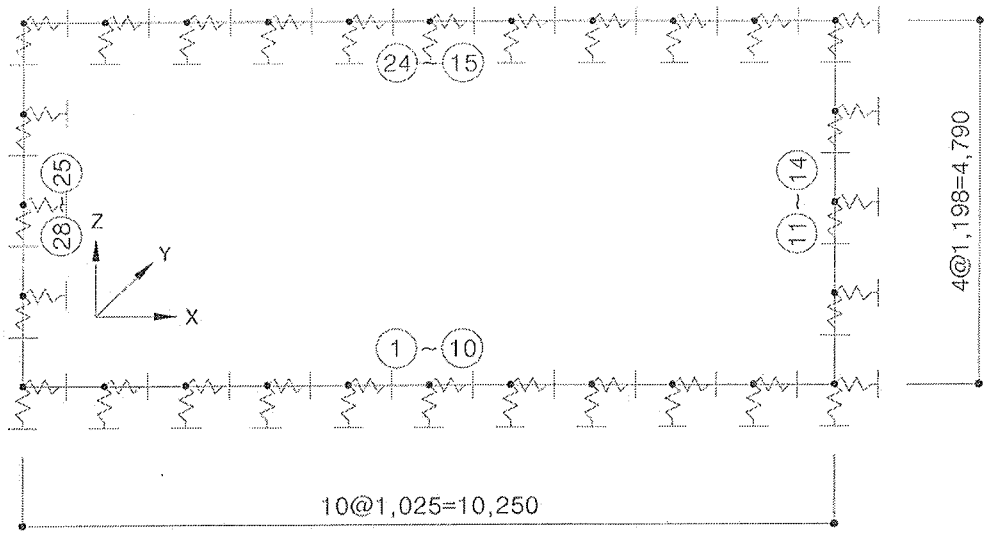
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삼도



② 부재삼도



2) 단면제원

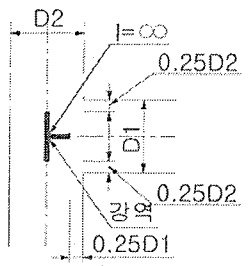
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.000 × 1.000	= 1.000	0.08333	1~10
2	1.100 × 1.000	= 1.100	0.11092	11~14,25~28
3	0.900 × 1.000	= 0.900	0.06075	15~24

3) 단면좌표

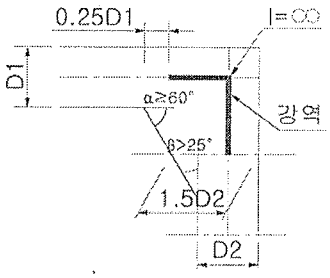
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	15	10.250	4.790
2	1.025	0.000	16	9.225	4.790
3	2.050	0.000	17	8.200	4.790
4	3.075	0.000	18	7.175	4.790
5	4.100	0.000	19	6.150	4.790
6	5.125	0.000	20	5.125	4.790
7	6.150	0.000	21	4.100	4.790
8	7.175	0.000	22	3.075	4.790
9	8.200	0.000	23	2.050	4.790
10	9.225	0.000	24	1.025	4.790
11	10.250	0.000	25	0.000	4.790
12	10.250	1.198	26	0.000	3.593
13	10.250	2.395	27	0.000	2.395
14	10.250	3.593	28	0.000	1.198

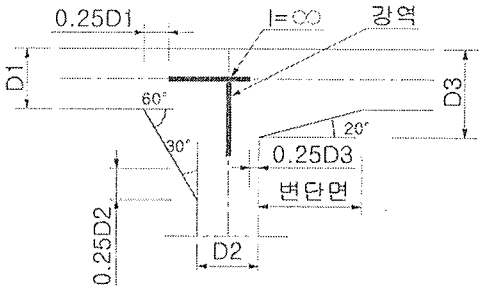
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 25 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1100 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 25 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 15 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1100 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(4) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1000 = 300 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1100 = 225 mm

(7) 11 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1000 = 300 mm

(8) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1100 = 225 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 28000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B = √(11.350 × 11.350 = 11.35 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 2800(= 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (11.350 / 0.3) $^{-3/4}$ = 6118.08 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.100/2 + 1.025/2) = 6500 kN/m	1.11
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 6271 kN/m	2~10
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	6

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 성토재 (EL. : 9.261 ~ 0.000, N=30)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $30^{1/3}$ = 248.6 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 248.6 = 248.6 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 19 / 9.810 × 248.6^2 = 119698.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 119698.0 = 316002.7 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $30^{1/3}$ = 248.6 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 248.6 = 198.9 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 19.0 / 9.810 × 198.9^2 = 76622.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 76622.0 = 202282.1 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,성토재

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.350 × 11.350) = 11.350 m
Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 316002.7 = 2106684.7 kN/m³
Kv = 2106684.670 × (11.350 / 0.3)$^{-3/4}$ = 138099.97 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 138099.970 = 46033.32 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 성토재

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.350 × 11.350) = 11.350 m
Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 316002.7 = 2106684.7 kN/m³
Kv = 2106684.670 × (11.350 / 0.3)$^{-3/4}$ = 138099.97 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 138099.970 = 46033.32 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.740 × 5.740) = 5.740 m
Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 316002.7 = 2106684.7 kN/m³
Kh = 2106684.670 × (5.740 / 0.3)$^{-3/4}$ = 230280.18 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 230280.180 = 76760.06 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 141552 kN/m	16~24
Ksb1	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 47184 kN/m	

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.198/2 + 1.198/2) = 275761 kN/m	12~14,26~28
Kss1	Kss x (1.198/2 + 1.198/2) = 91920 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 141552 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 47184 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.100/2 + 1.025/2) = 146731 kN/m	1,11
Ksb1	Kh x (1.198/2 + 1.000/2) = 253020 kN/m	
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.100/2) = 146731 kN/m	15,25
Ksb2	Kh x (1.198/2 + 0.900/2) = 241506 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,성토재

① 연직방향 지반반력계수

$Bv = \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(11.350 \times 11.350)} = 11.350$ m

$Kvo = 1 / 0.3 \times \alpha \times \ell = 1 / 0.3 \times 2 \times 202282.1 = 1348547.3$ kN/m³

$Kv = 1348547.330 \times (11.350 / 0.3)^{-3/4} = 88401.62$ kN/m³

② 전단 지반반력계수

$Ksb = \lambda \times Kv = 1/3.0 \times 88401.620 = 29467.21$ kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 성토재

① 연직방향 지반반력계수

$Bv = \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(11.350 \times 11.350)} = 11.350$ m

$Kvo = 1 / 0.3 \times \alpha \times \ell = 1 / 0.3 \times 2 \times 202282.1 = 1348547.3$ kN/m³

$Kv = 1348547.330 \times (11.350 / 0.3)^{-3/4} = 88401.62$ kN/m³

② 전단 지반반력계수

$Ksb = \lambda \times Kv = 1/3.0 \times 88401.620 = 29467.21$ kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.740 × 5.740) = 5.740 m

Kho = 1 / 0.3 × α × t = 1 / 0.3 × 2 × 202282.1 = 1348547.3 kN/m³

Kh = 1348547.330 × (5.740 / 0.3)$^{-3/4}$ = 147408.73 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 147408.730 = 49136.24 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 90612 kN/m	16~24
Ksb1	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 30204 kN/m	

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.198/2 + 1.198/2) = 176522 kN/m	12~14,26~28
Kss1	Kss x (1.198/2 + 1.198/2) = 58841 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 90612 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 30204 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.100/2 + 1.025/2) = 93927 kN/m	1,11
Ksb1	Kh x (1.198/2 + 1.000/2) = 161965 kN/m	
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.100/2) = 93927 kN/m	15,25
Ksb2	Kh x (1.198/2 + 0.900/2) = 154595 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

	성능 / 기준 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
설계지진	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수, I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반 분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중 : 0.500 × 23.00 = 11.500 kN/m²
- 토 사 : 3.228 × 19.00 = 61.332 kN/m²

∴ Total Wd1 = 72.832 kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중 : 0.500 × 23.00 = 11.500 kN/m²
- 흙(지하수위 이상) : 0.500 × 19.00 = 9.500 kN/m²
- 흙(지하수위 이하) : 2.728 × 10.00 = 27.280 kN/m²

∴ Total Wd2 = 48.280 kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D.m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D.m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 3.728m

- Wl1 = 15.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 15.000 × 0.5(= 7.500 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 3.678 × 19.000) × 0.500 = 40.691 kN/m²
Wh2 = 40.691 + 1.198 × 19.000 × 0.500 = 52.067 kN/m²
Wh3 = 52.067 + 1.198 × 19.000 × 0.500 = 63.443 kN/m²
Wh4 = 63.443 + 1.197 × 19.000 × 0.500 = 74.820 kN/m²
Wh5 = 74.820 + 1.198 × 19.000 × 0.500 = 86.196 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 3.178 × = 26.390 kN/m²

Wh2 = 26.390 + 1.198 × 10.000 × 0.500 = 32.377 kN/m²

Wh3 = 32.377 + 1.198 × 10.000 × 0.500 = 38.365 kN/m²

Wh4 = 38.365 + 1.197 × 10.000 × 0.500 = 44.352 kN/m²

Wh5 = 44.352 + 1.198 × 10.000 × 0.500 = 50.340 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 2.728 × 10.000 = 27.280 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 3.178 × 10.000 = 31.780 kN/m²

Ww3 = 31.780 + 1.198 × 10.000 = 43.755 kN/m²

Ww4 = 43.755 + 1.198 × 10.000 = 55.730 kN/m²

Ww5 = 55.730 + 1.198 × 10.000 = 67.705 kN/m²

Ww6 = 67.705 + 1.198 × 10.000 = 79.680 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww7 = (3.728 + 5.740 - 1.000) × 10.000 = 84.680 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ (kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	30.000	248.600	198.900	19.000	0.483	0.603
계					0.483	0.603

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.483 = 0.604	1.25 Tg' = 1.25 × 0.603 = 0.754

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

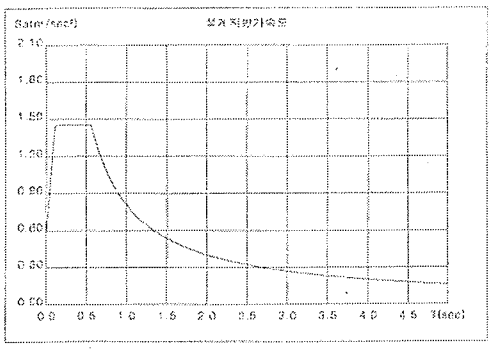
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.333 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.187 m/s²

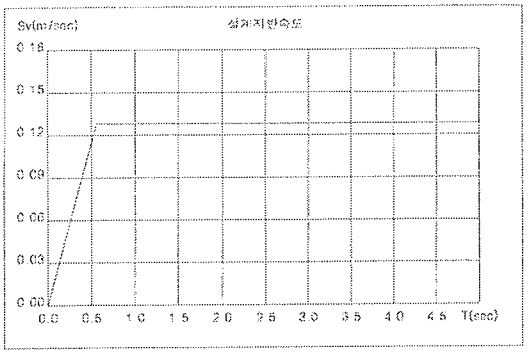
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.604 / 2π × 1.333 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.754 / 2π × 2.187 = 0.262 m/s

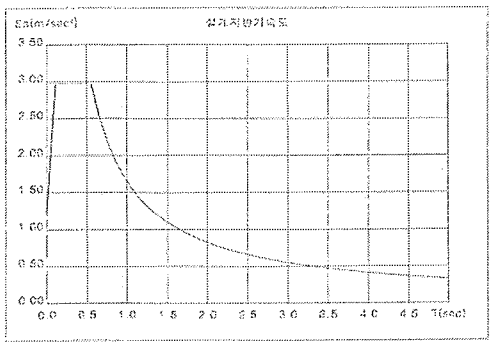
6) 설계응답 응답스펙트럼

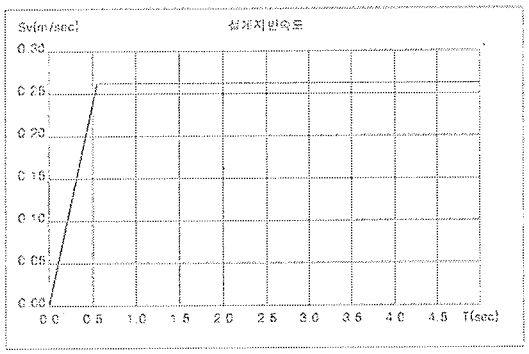
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 4.178 m
- 하부슬래브 EL. = 8.968 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.604 \times \cos(\pi \times 4.178 / (2 \times 30.000)) = 0.015293$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.604 \times \cos(\pi \times 8.968 / (2 \times 30.000)) = 0.013971$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.754 \times \cos(\pi \times 4.178 / (2 \times 30.000)) = 0.039078$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.754 \times \cos(\pi \times 8.968 / (2 \times 30.000)) = 0.035699$

Po = Ksb.top × (U(Zu) - U(Zb))

기능수행수준	붕괴방지수준
Po = 46033.320 × (0.015293 - 0.013971) = 60.856 kN/m²	Po = 29467.210 × (0.039078 - 0.035699) = 99.570 kN/m²

8) 측벽 지반변위 하중

P(z) = Kh × (Uh(z) - Uh(b))

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
4.178	230280.180	0.015293	0.001322	304.430
5.375	230280.180	0.015050	0.001079	248.472
6.573	230280.180	0.014748	0.000777	178.928
7.770	230280.180	0.014388	0.000417	96.027
8.968	230280.180	0.013971	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
4.178	147408.730	0.039078	0.003379	498.094
5.375	147408.730	0.038457	0.002758	406.553
6.573	147408.730	0.037684	0.001985	292.606
7.770	147408.730	0.036764	0.001065	156.990
8.968	147408.730	0.035699	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

Uh1 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zu/(2 × H))

Uh2 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zb/(2 × H))

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	119698.000 × 0.000157 = 18.790	76622.000 × 0.000401 = 30.730
Vb	119698.000 × 0.000352 = 42.130	76622.000 × 0.000899 = 68.880
Vs	(18.790 + 42.130) / 2 = 30.460	(30.730 + 68.880) / 2 = 49.810

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 0.900×25.000×0.074×(1 - 0.015×3.678) = 1.573	fu = 0.900×25.000×0.182×(1 - 0.015×3.678) = 3.869

② 하부슬래브

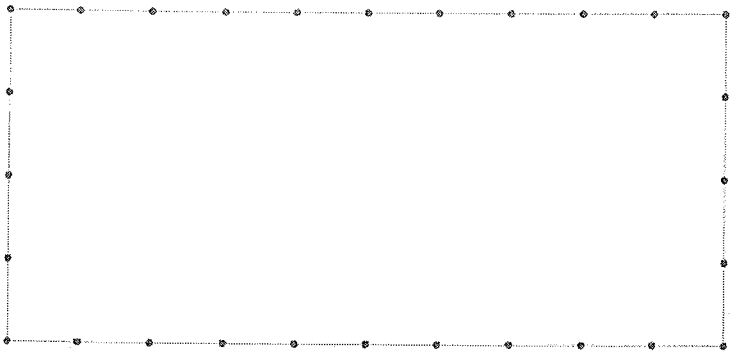
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.000×25.000×0.074×(1 - 0.015×8.468) = 1.615	fb = 1.000×25.000×0.182×(1 - 0.015×8.468) = 3.972

③ 측벽

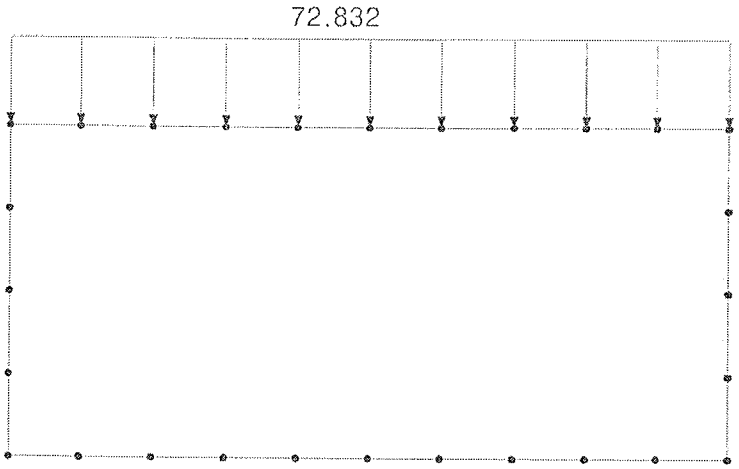
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 1.100×25.000×0.074×(1-0.015×3.678) = 1.923	f1 = 1.100×25.000×0.182×(1-0.015×3.678) = 4.729
f2 = 1.100×25.000×0.074×(1-0.015×4.875) = 1.886	f2 = 1.100×25.000×0.182×(1-0.015×4.875) = 4.639
f3 = 1.100×25.000×0.074×(1-0.015×6.073) = 1.850	f3 = 1.100×25.000×0.182×(1-0.015×6.073) = 4.549
f4 = 1.100×25.000×0.074×(1-0.015×7.270) = 1.813	f4 = 1.100×25.000×0.182×(1-0.015×7.270) = 4.459
f5 = 1.100×25.000×0.074×(1-0.015×8.468) = 1.777	f5 = 1.100×25.000×0.182×(1-0.015×8.468) = 4.369

10. 하 중 재 하 (상시)

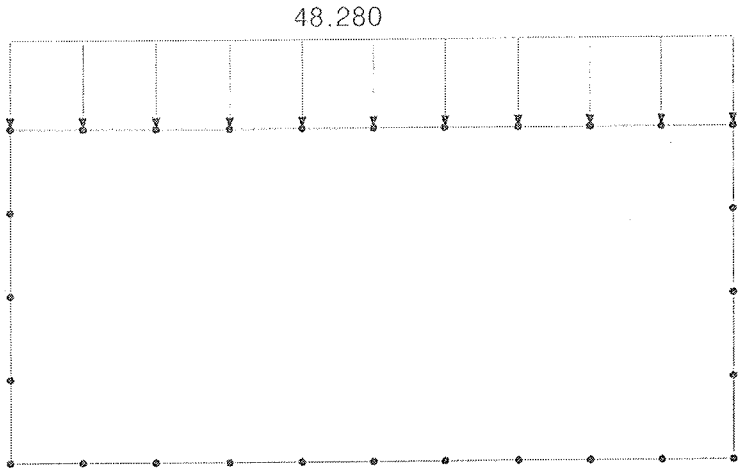
1) CASE1 - 구체자중(SW)



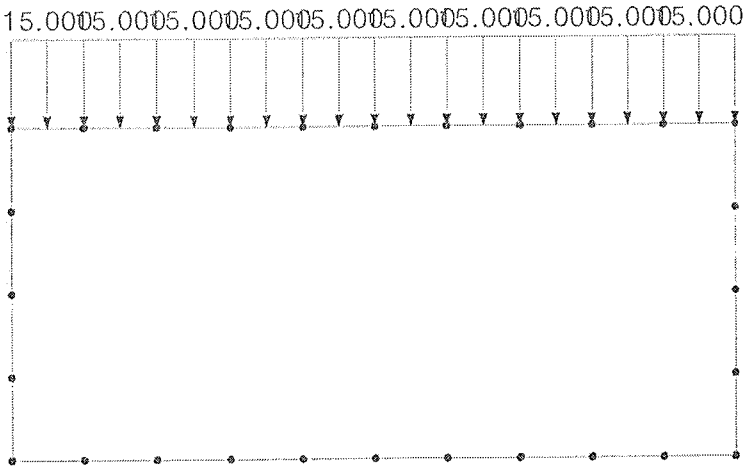
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



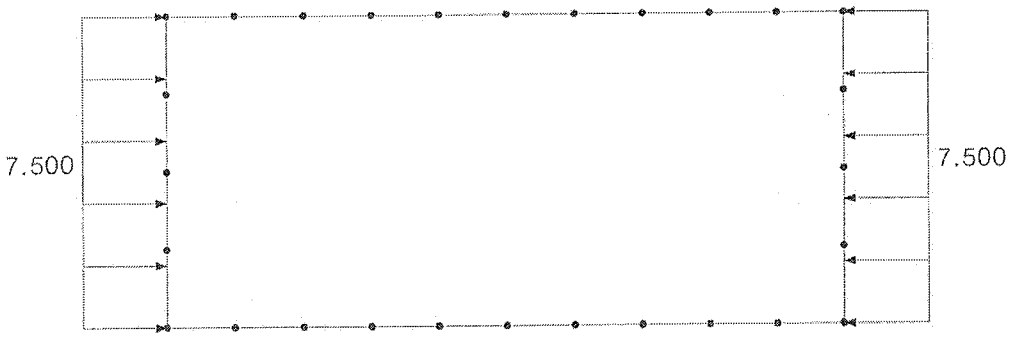
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



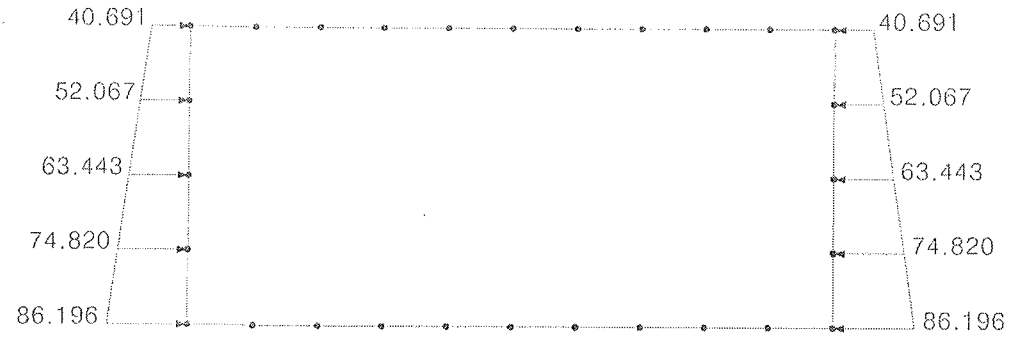
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



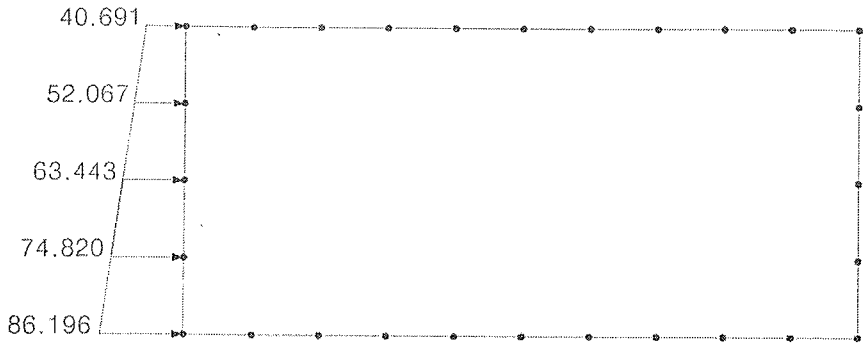
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



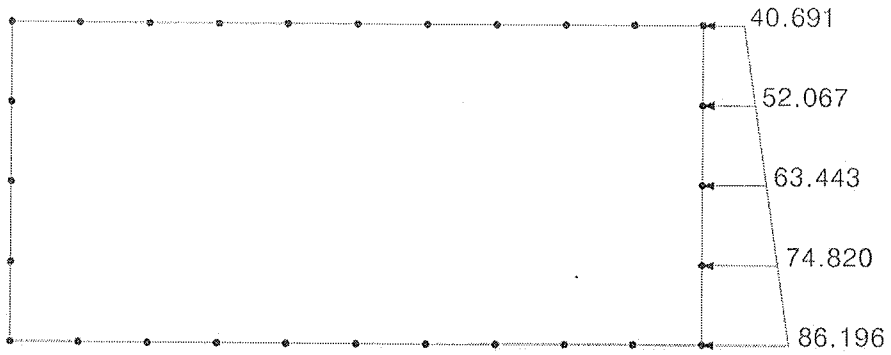
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



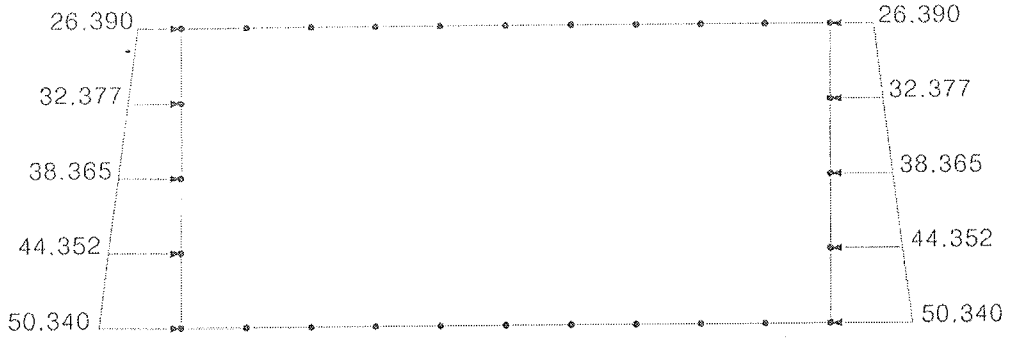
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



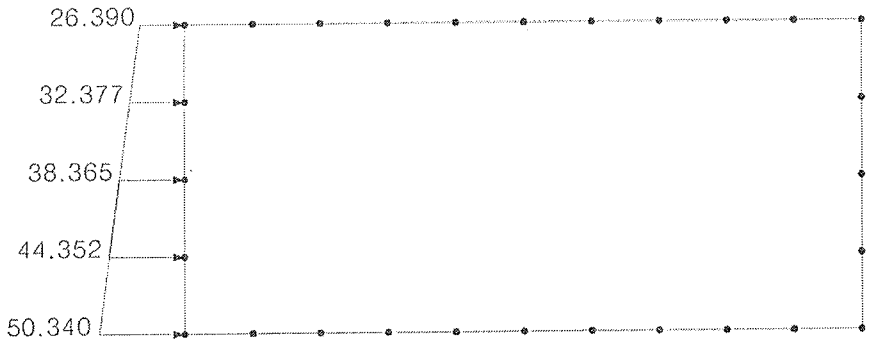
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



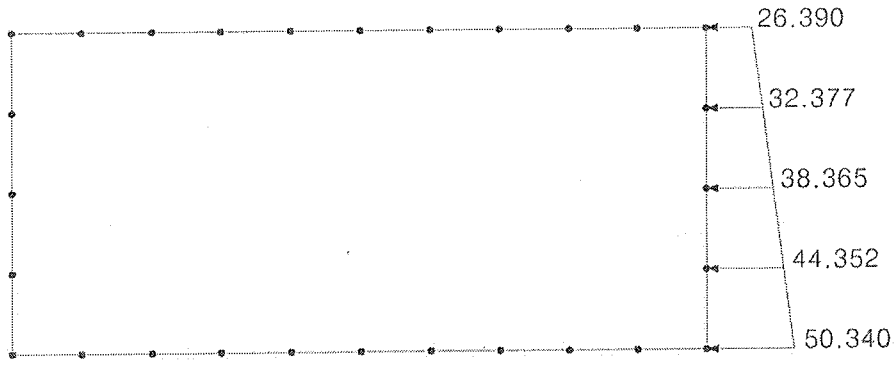
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



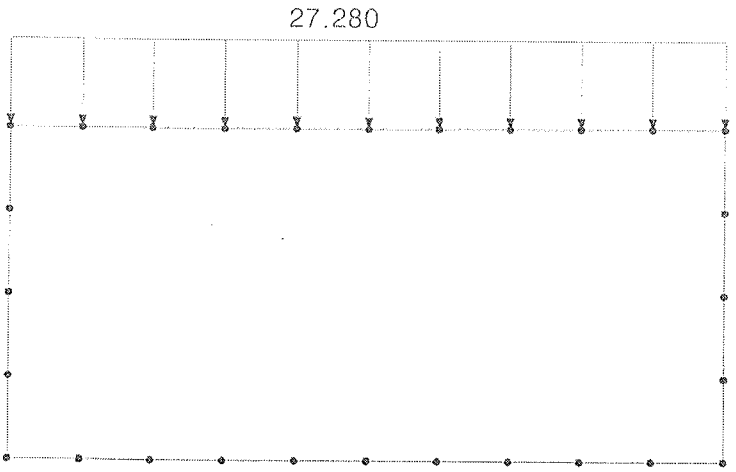
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



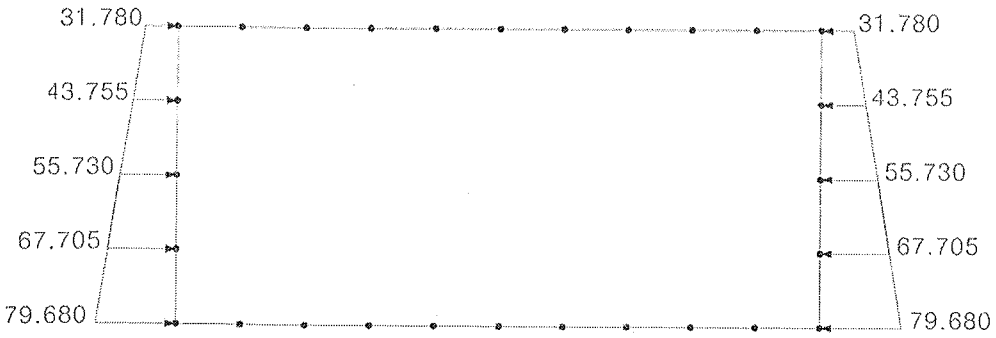
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



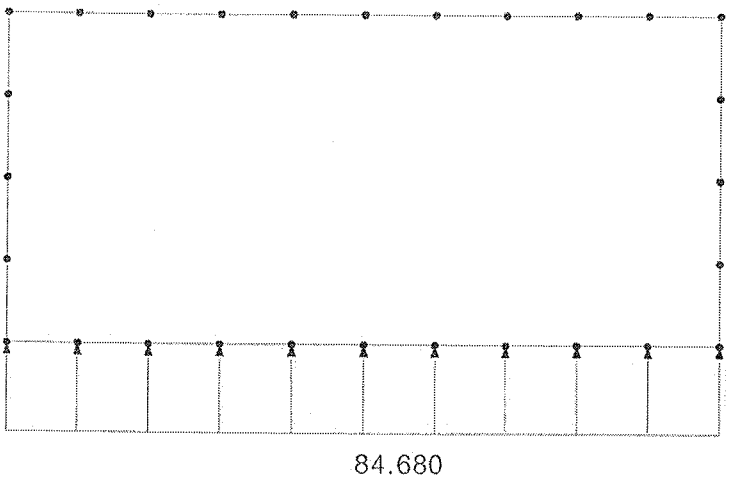
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



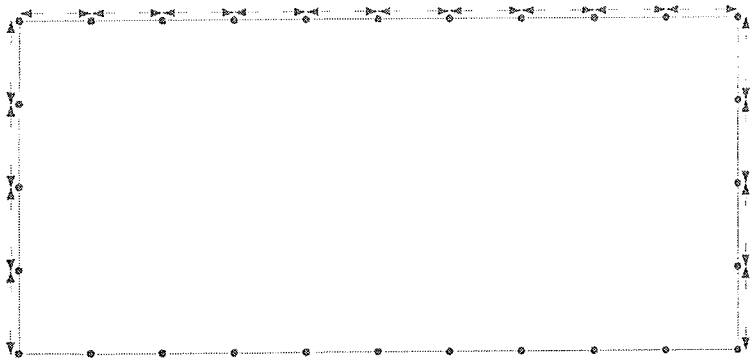
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



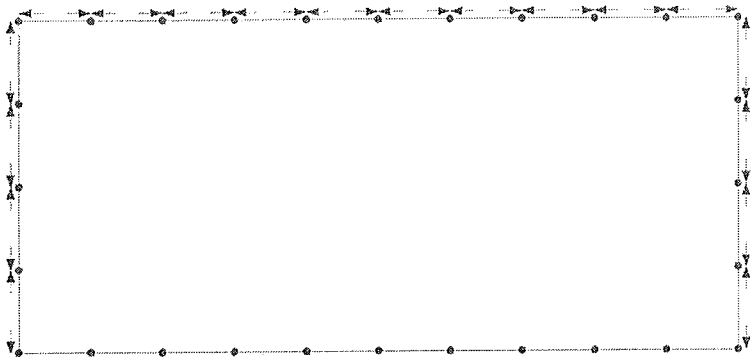
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



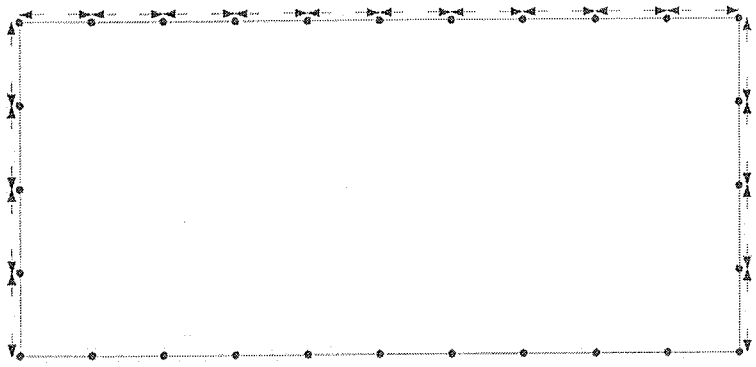
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

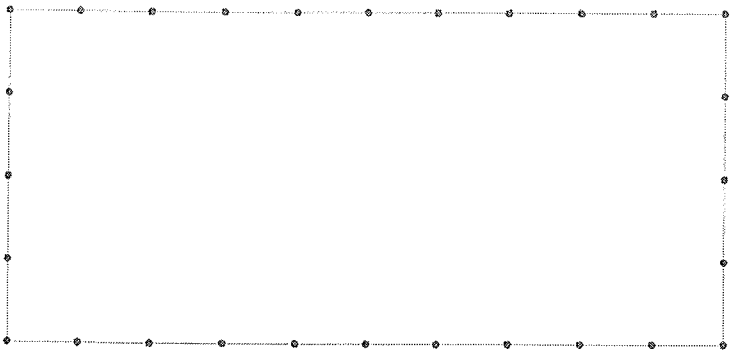


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

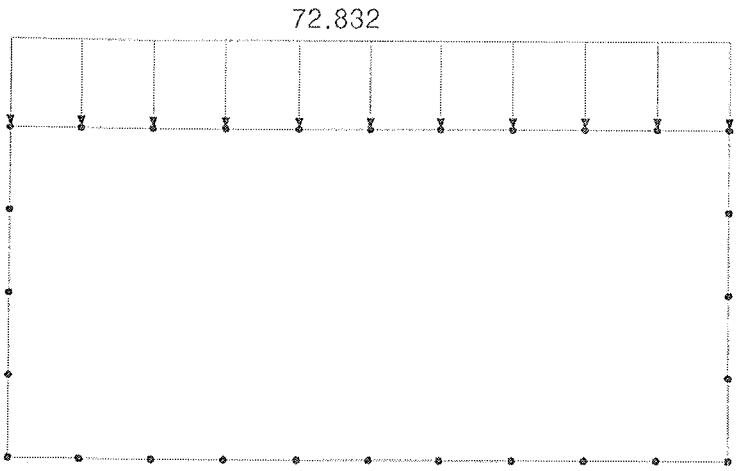


11. 하중 재하 (기능수행)

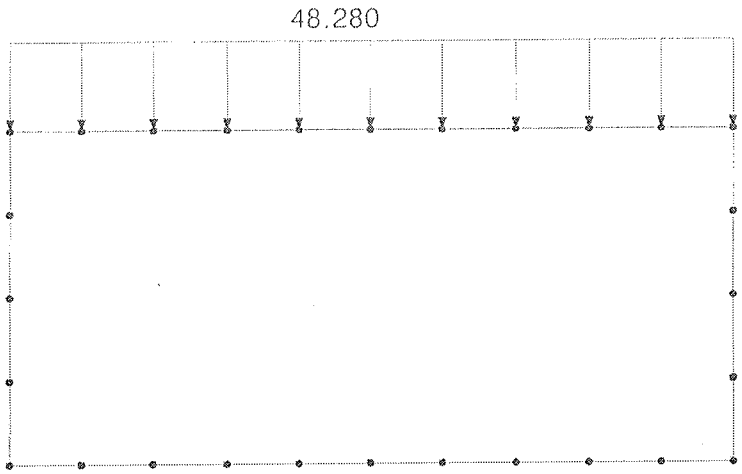
1) CASE1 - 구체자중(SW)



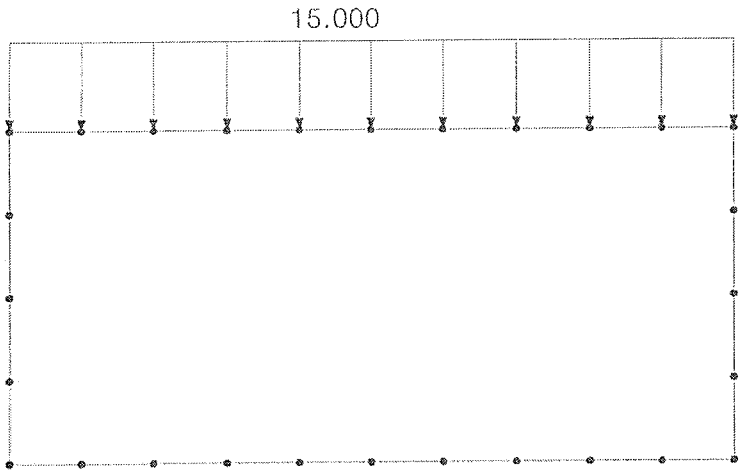
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



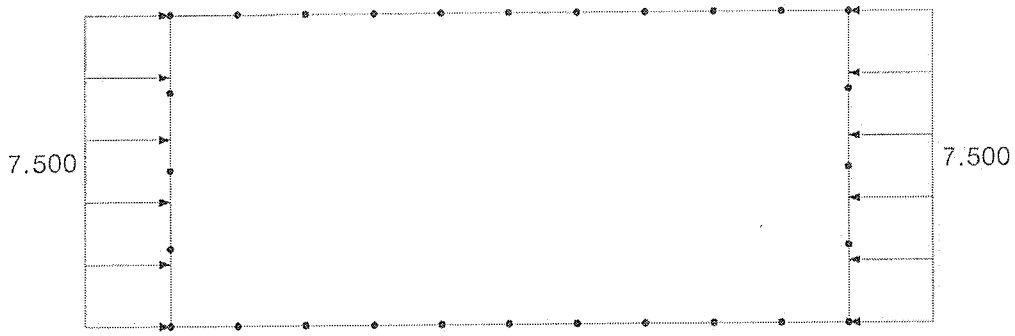
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수위(PAVEW)



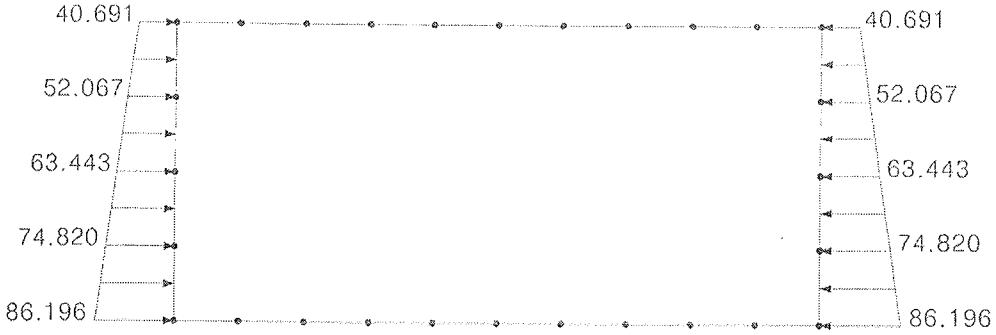
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



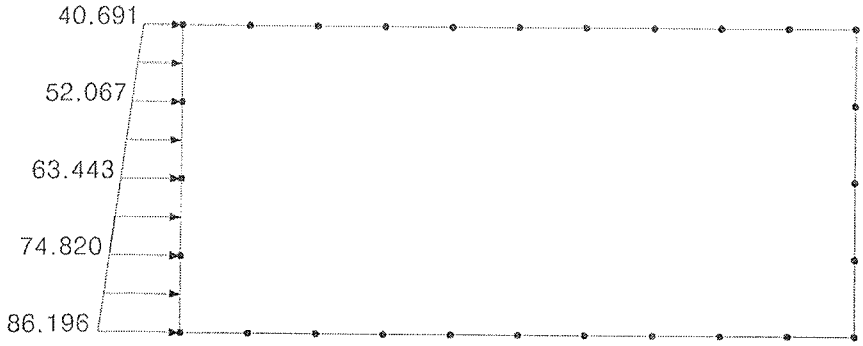
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



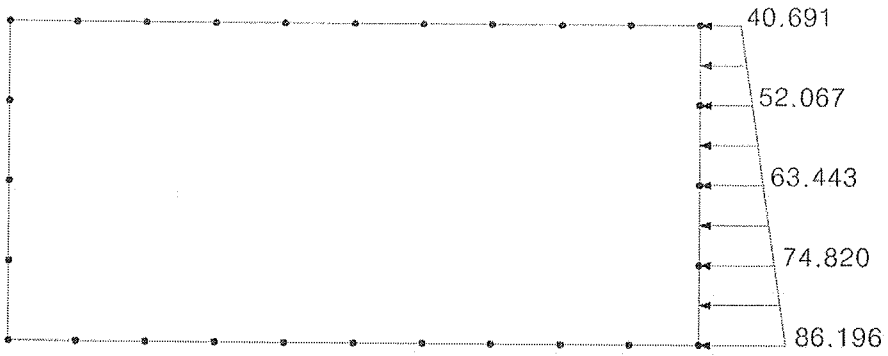
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



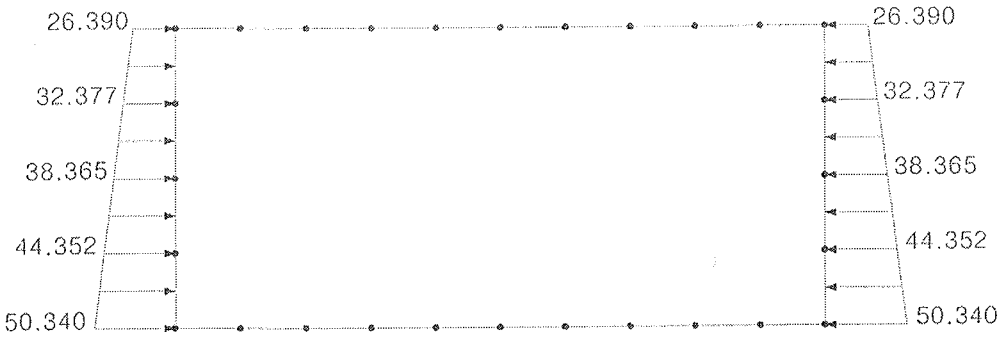
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



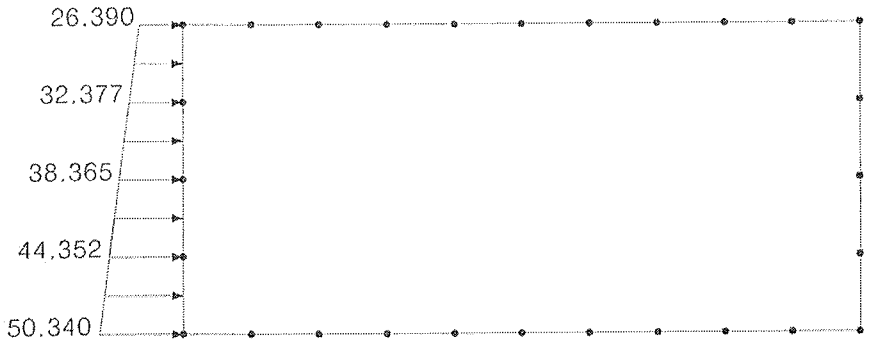
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



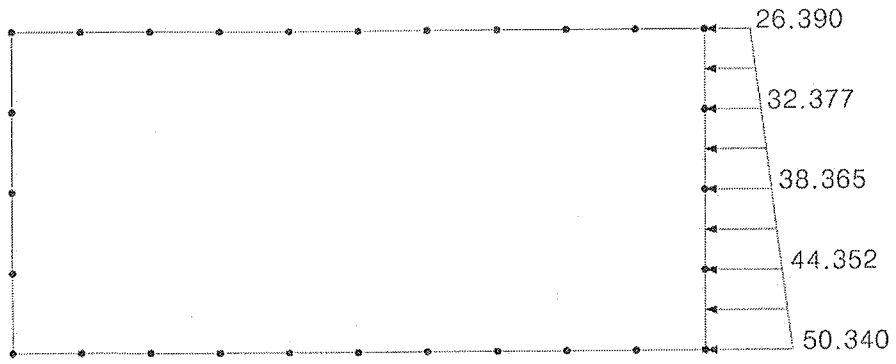
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



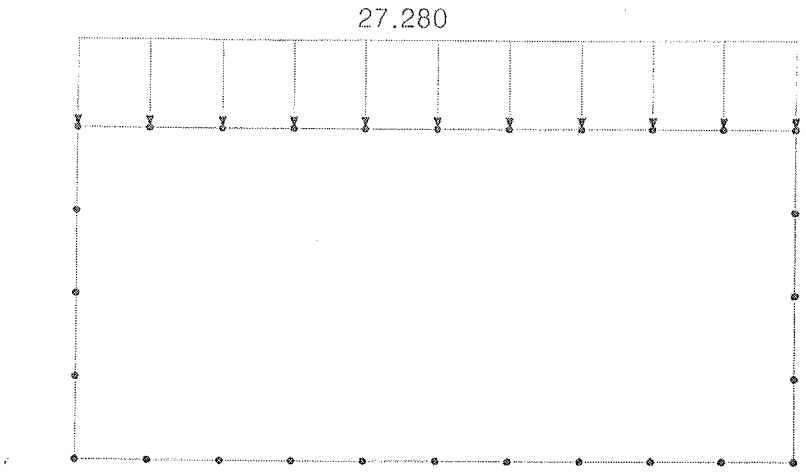
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



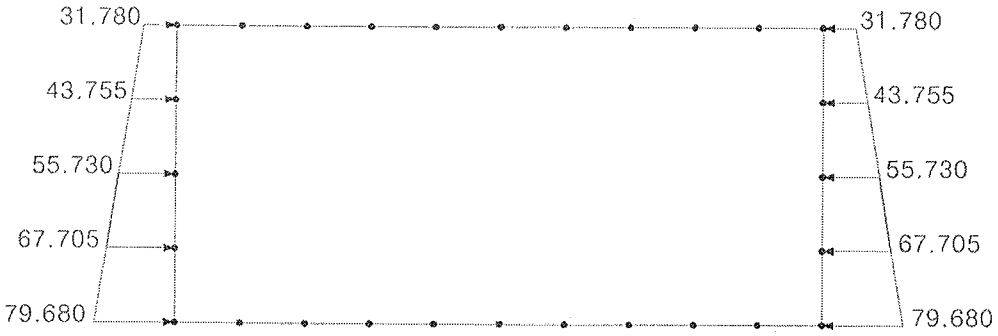
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



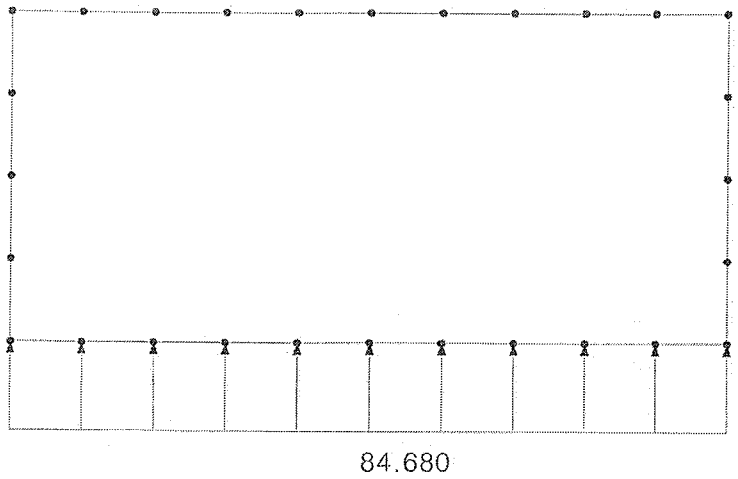
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

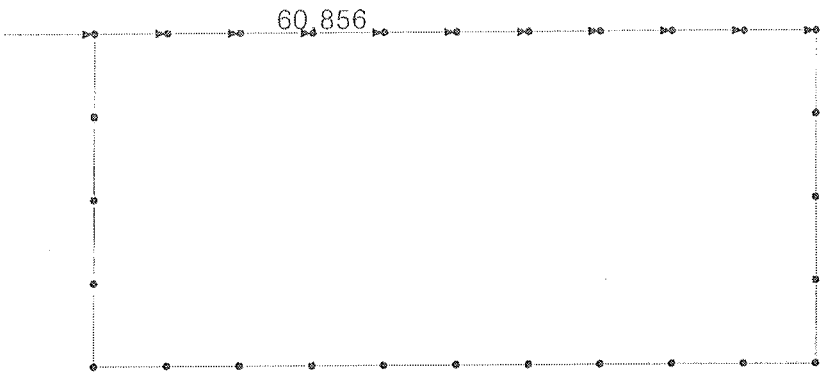


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

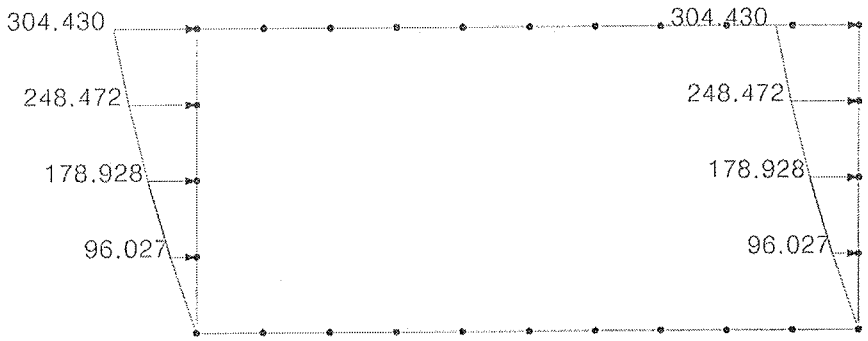


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

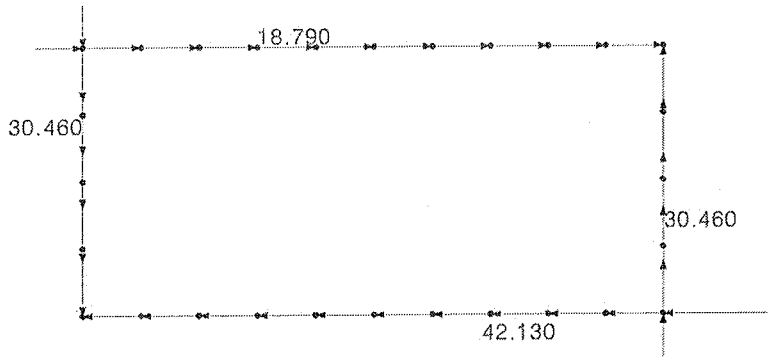
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



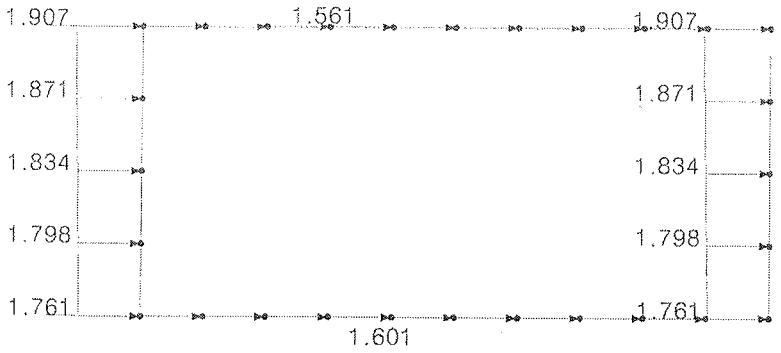
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

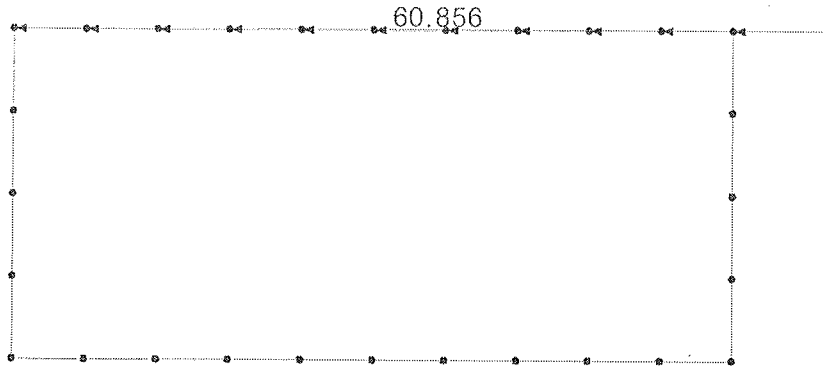


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

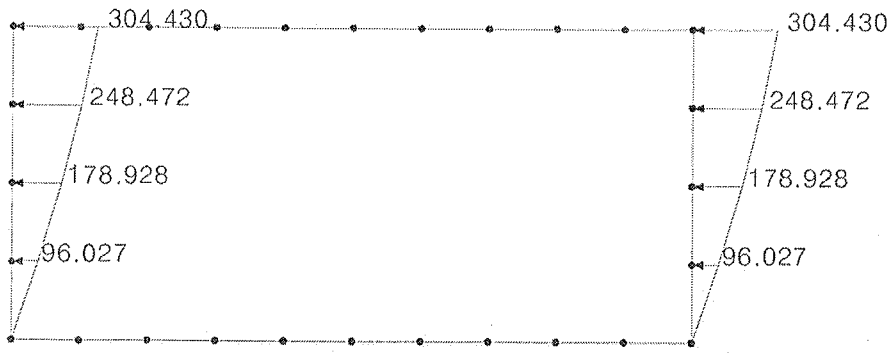


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

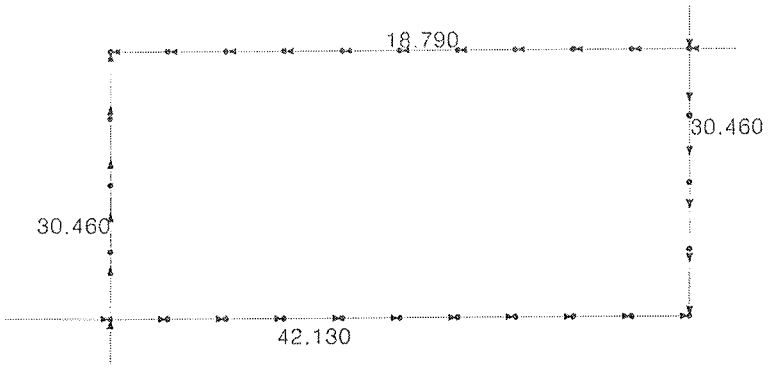
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



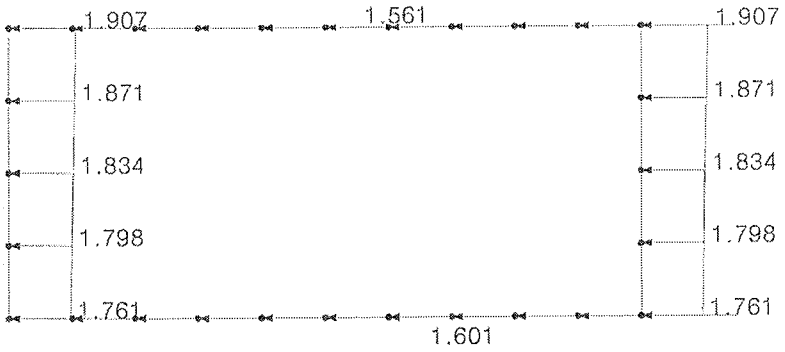
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

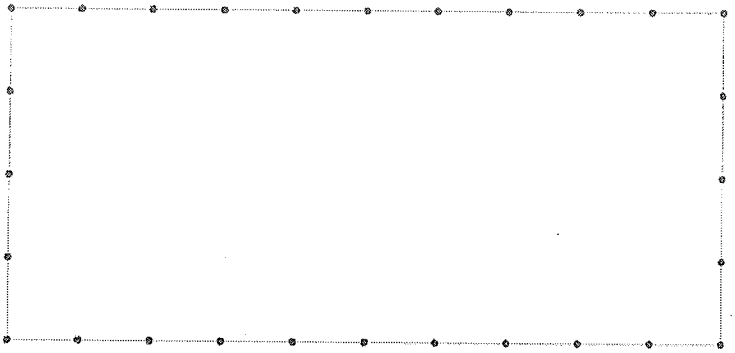


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

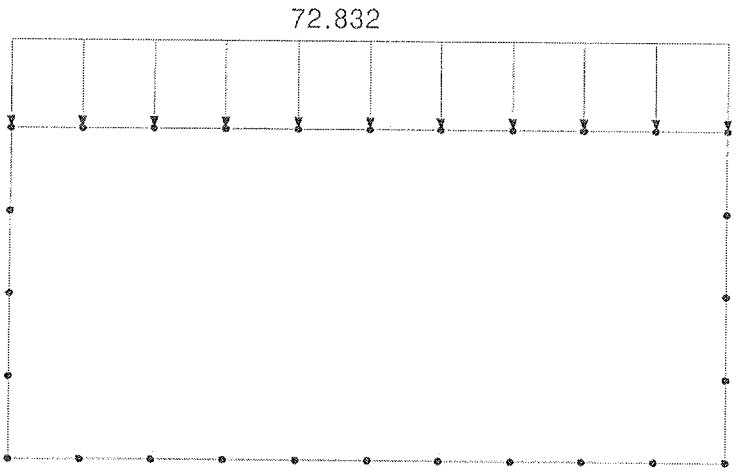


12. 하중 재하 (붕괴방지)

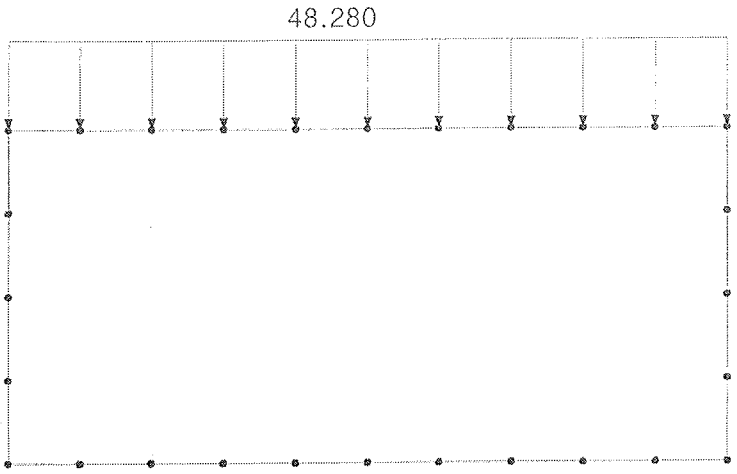
1) CASE1 - 구체자중(SW)



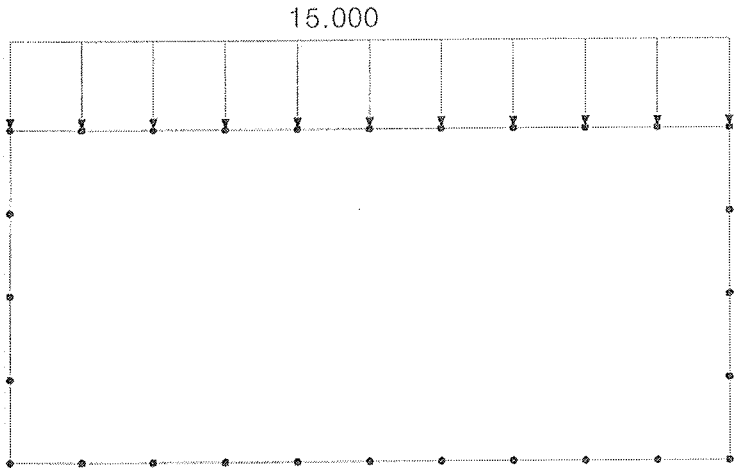
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



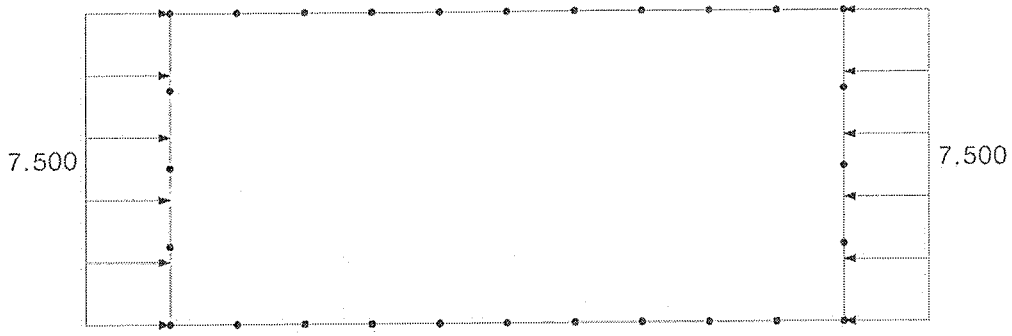
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



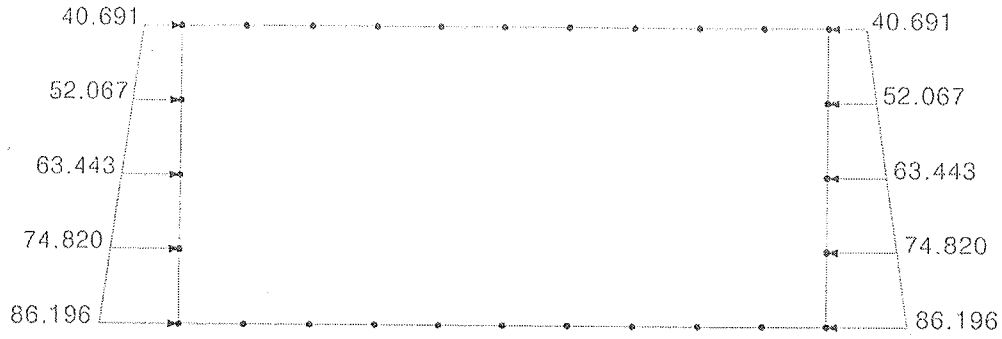
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



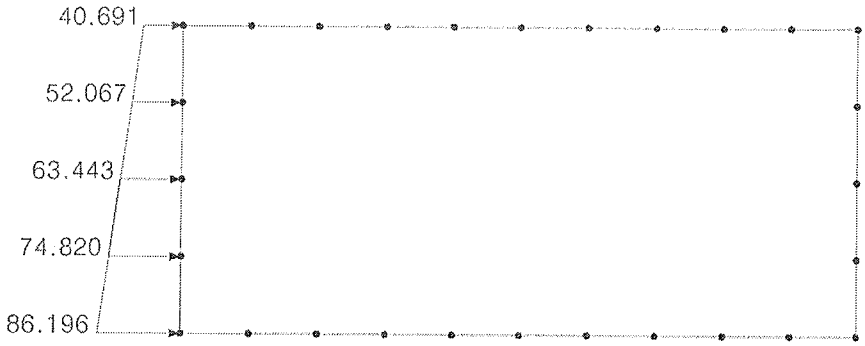
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



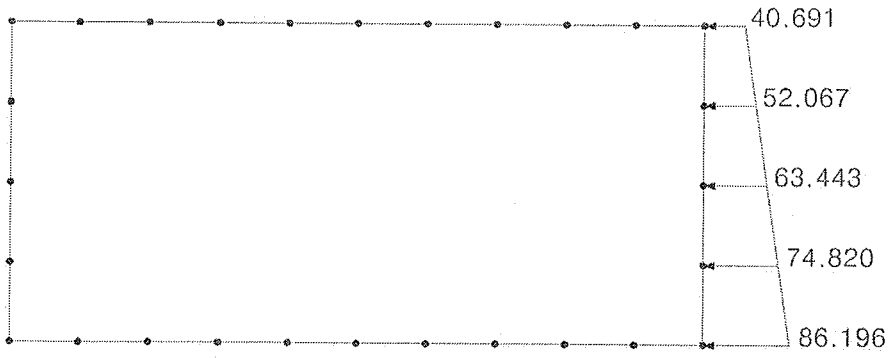
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



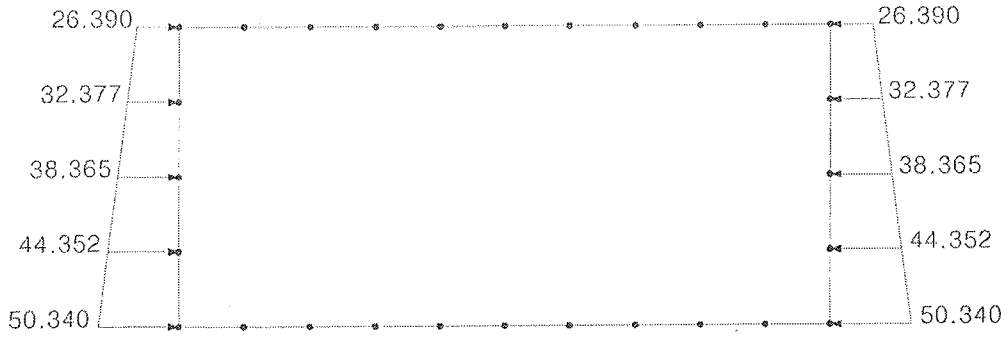
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



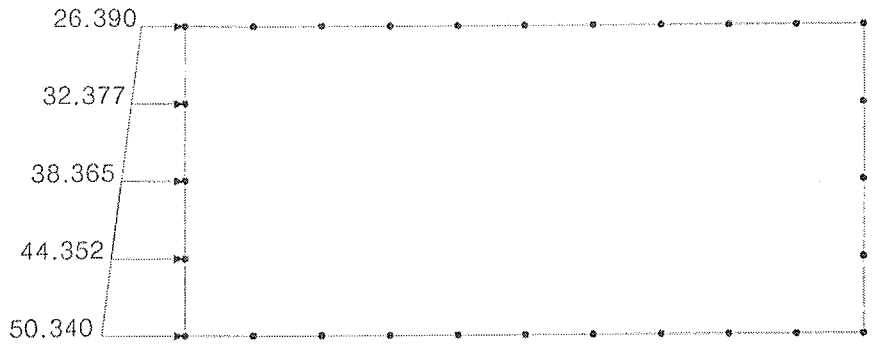
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



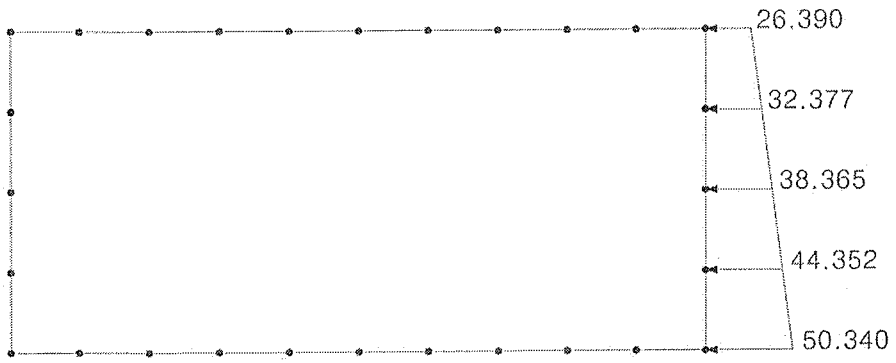
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



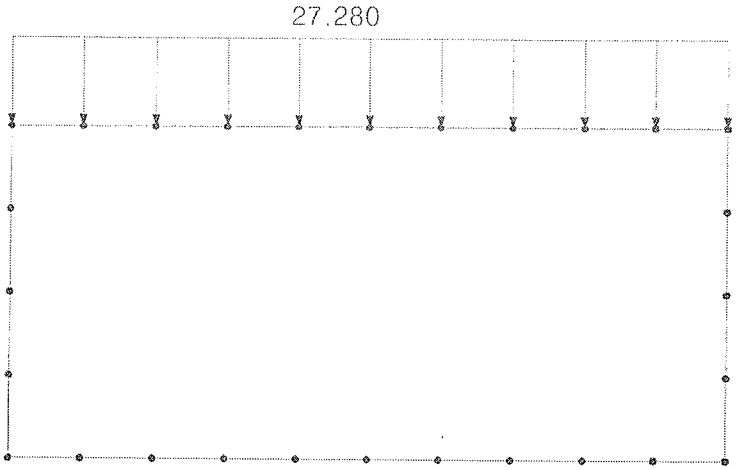
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



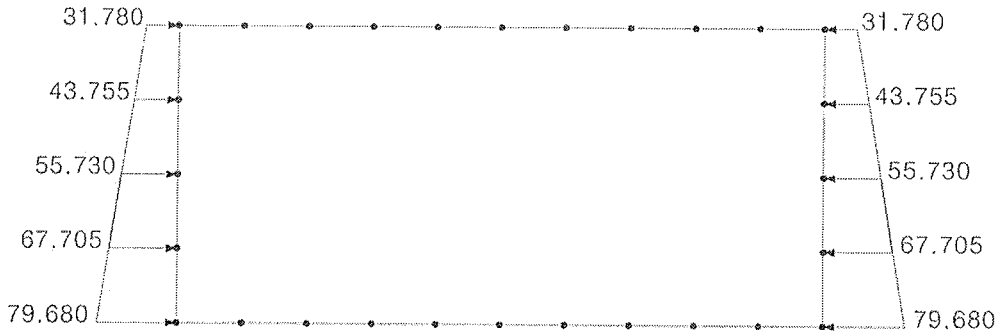
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



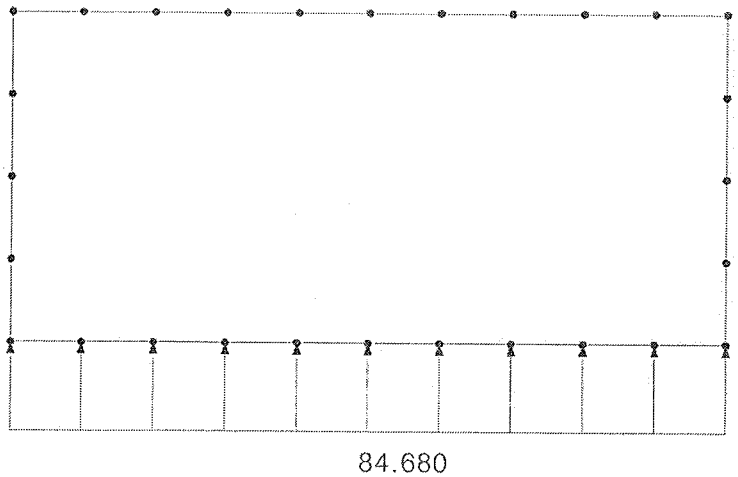
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

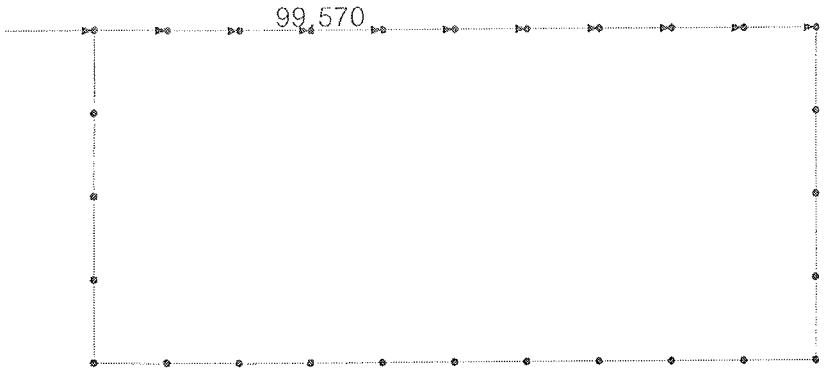


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

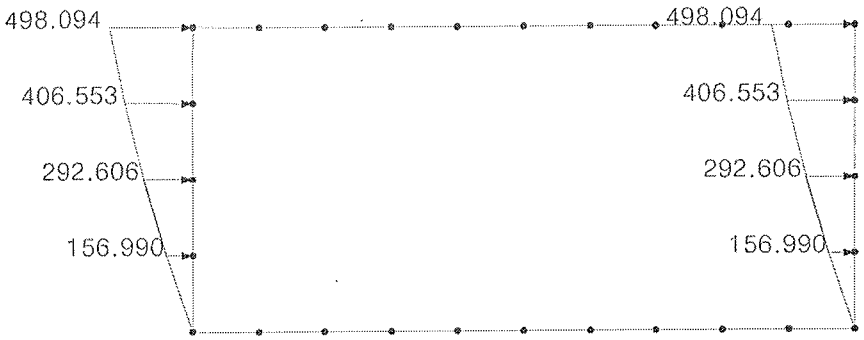


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

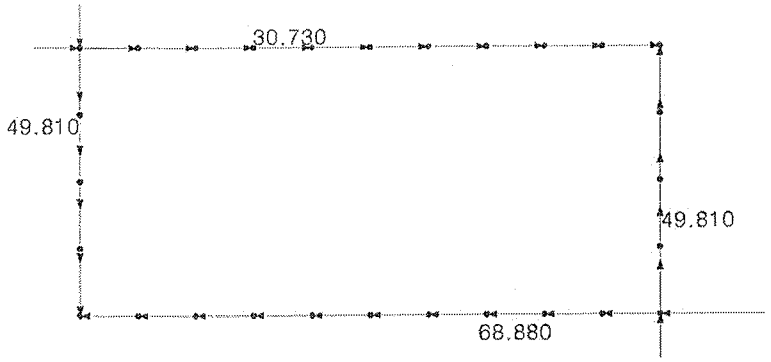
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



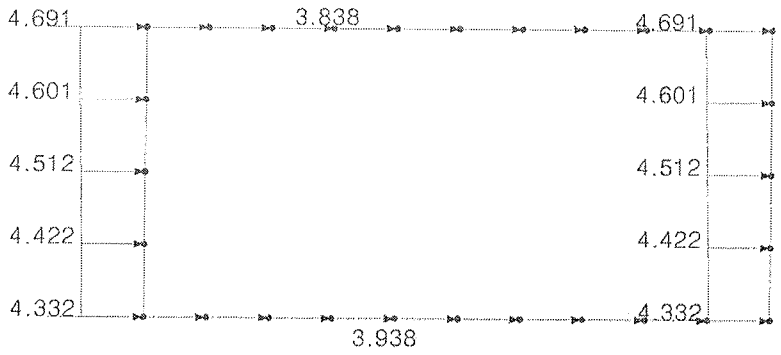
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

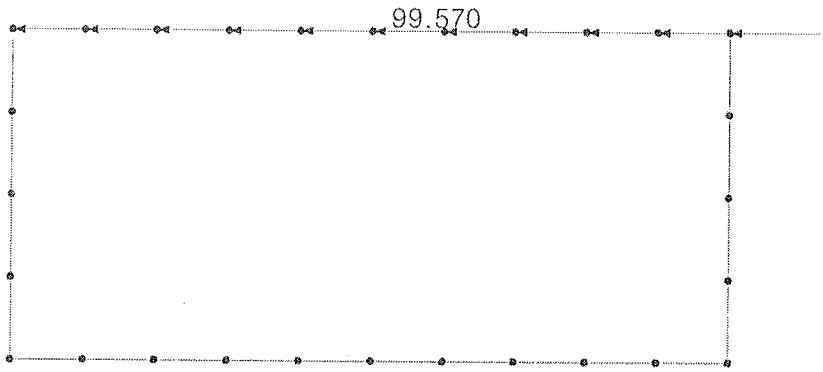


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

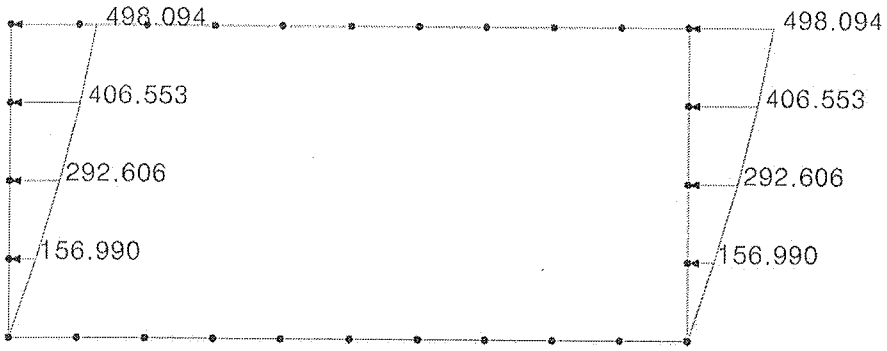


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

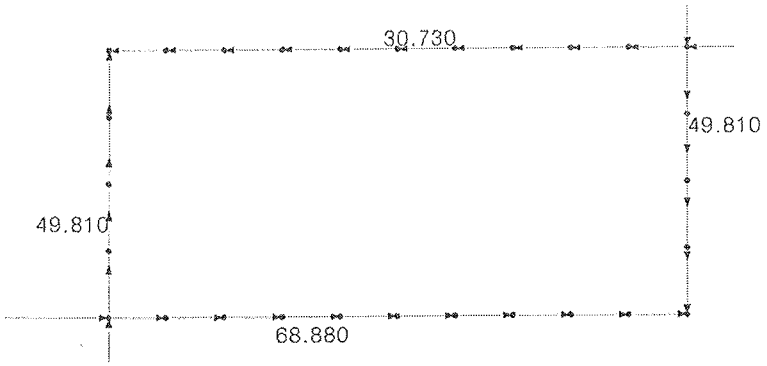
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



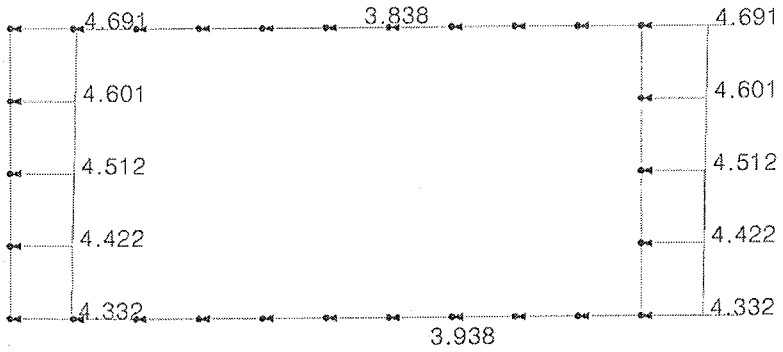
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.957, h = 3.728 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.531	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.531	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.531	1.600	1.600	1.200	1.531	●
LC7	1.200	1.531	1.600	0.800	1.200	1.531	●
LC8	0.900	0.900		1.600		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	●

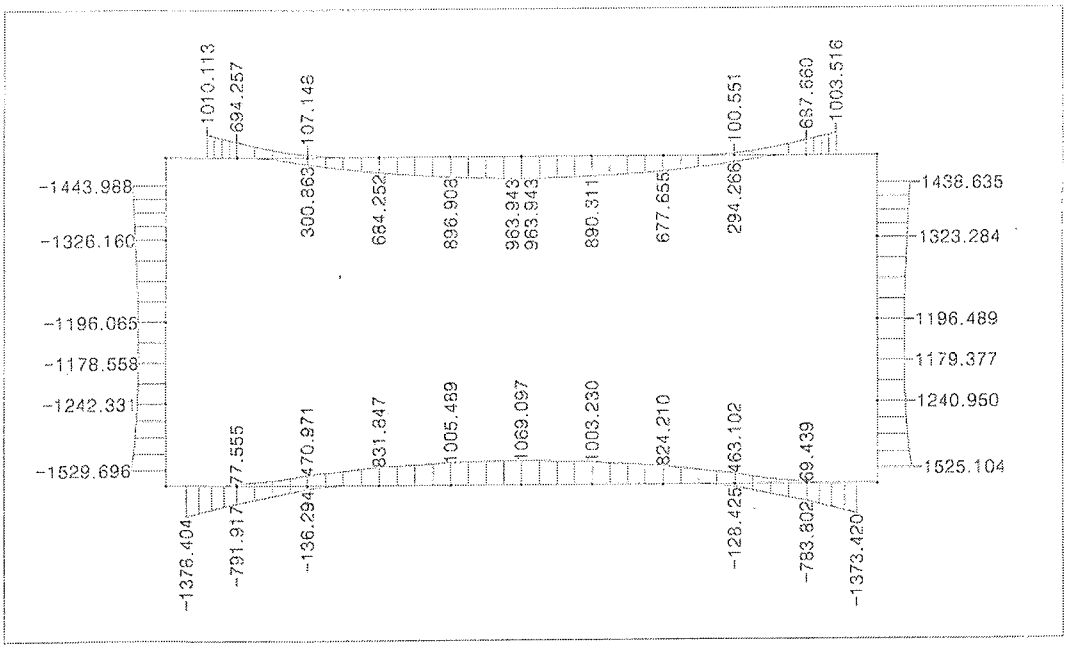
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.400	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.400	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.400	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.400	●

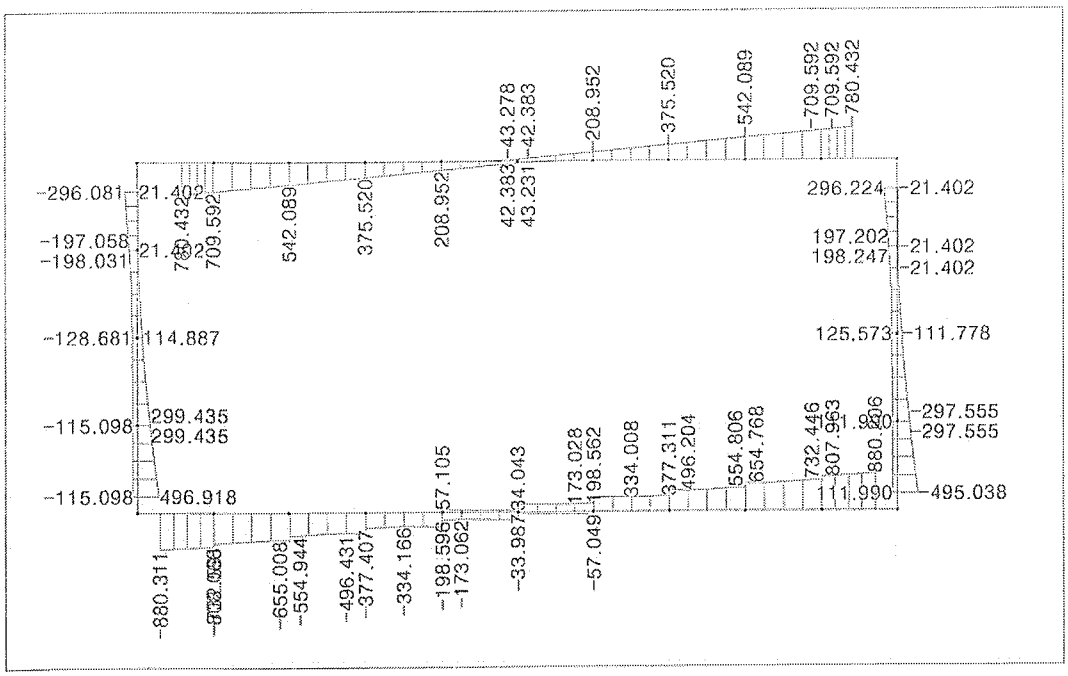
14. 단면력정리

14.1 상시

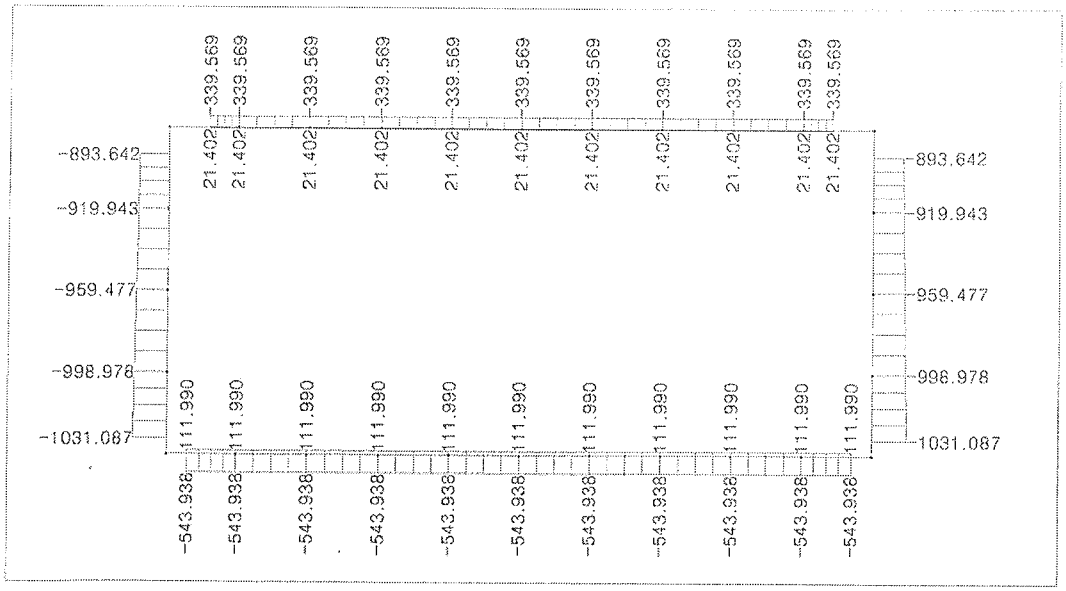
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



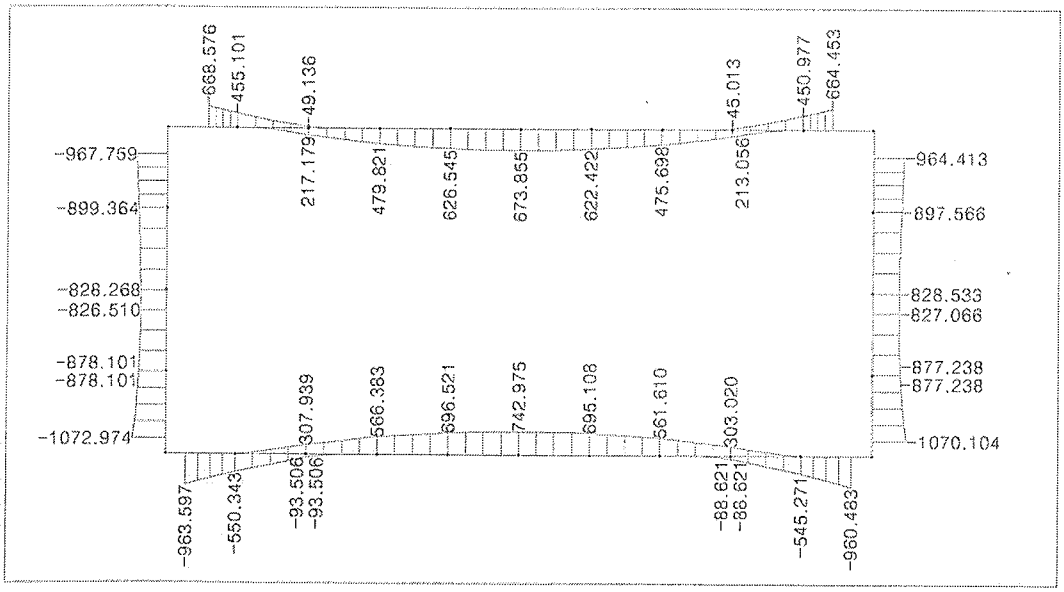
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

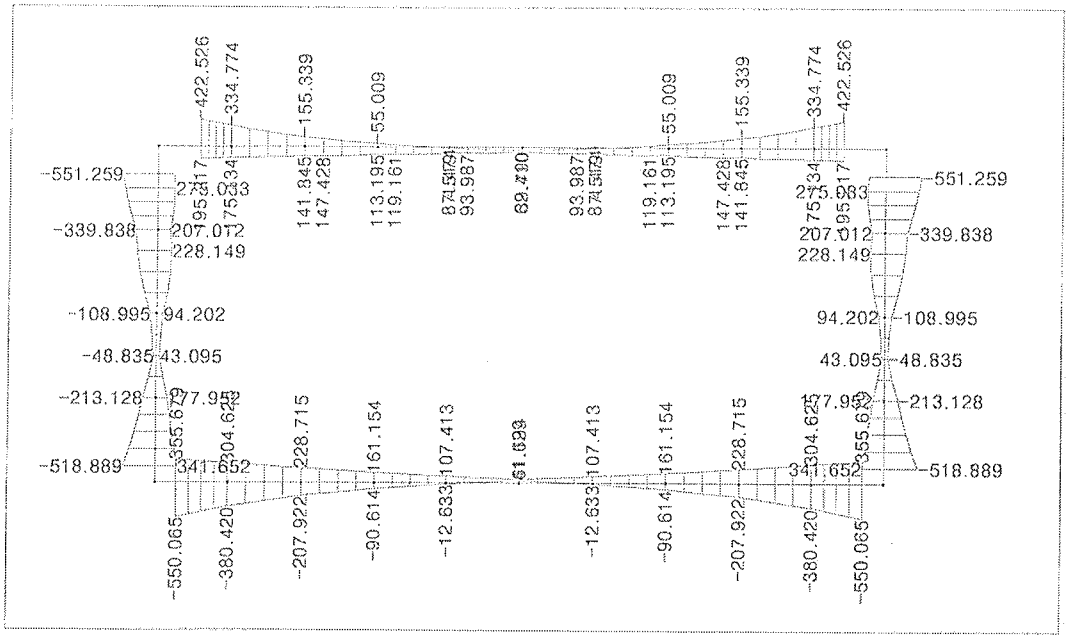


5) 단면력 정리

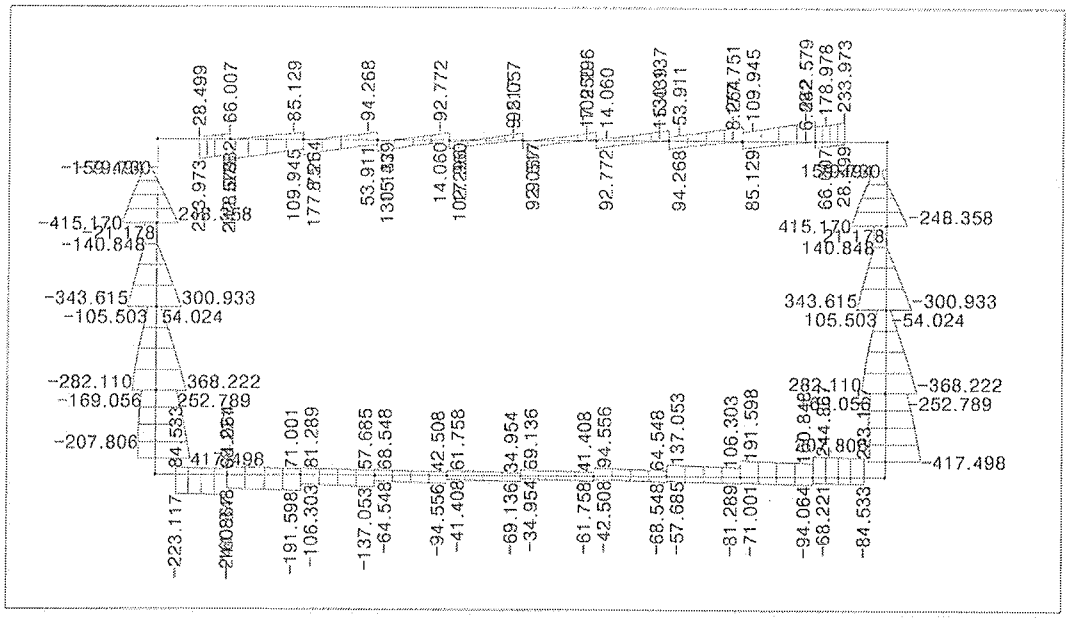
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1010.11	655.84	339.57	668.58	1000.00	1050.00	
		중앙부	2	963.94	43.23	339.57	673.86	1000.00	900.00	
		우측	3	1003.52	655.84	339.57	664.45	1000.00	1050.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1378.40	690.24	543.94	963.60	1000.00	1000.00	
		중앙부	5	1069.10	190.18	543.94	742.98	1000.00	1000.00	
		우측	6	1373.42	690.10	543.94	960.48	1000.00	1000.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	1443.99	166.47	893.64	967.76	1000.00	1266.67	
		추가1	8	1196.07	128.68	959.48	828.27	1000.00	1100.00	
		중앙부	9	0.00	128.68	1031.09	0.00	1000.00	1100.00	
		하부	10	1529.70	246.81	1031.09	1072.97	1000.00	1100.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	1438.64	164.82	893.64	964.41	1000.00	1266.67	
		추가1	12	1196.49	125.57	959.48	828.53	1000.00	1100.00	
		중앙부	13	0.00	125.57	1031.09	0.00	1000.00	1100.00	
		하부	14	1525.10	245.02	1031.09	1070.10	1000.00	1100.00	

14.2 지진시(기능수행)

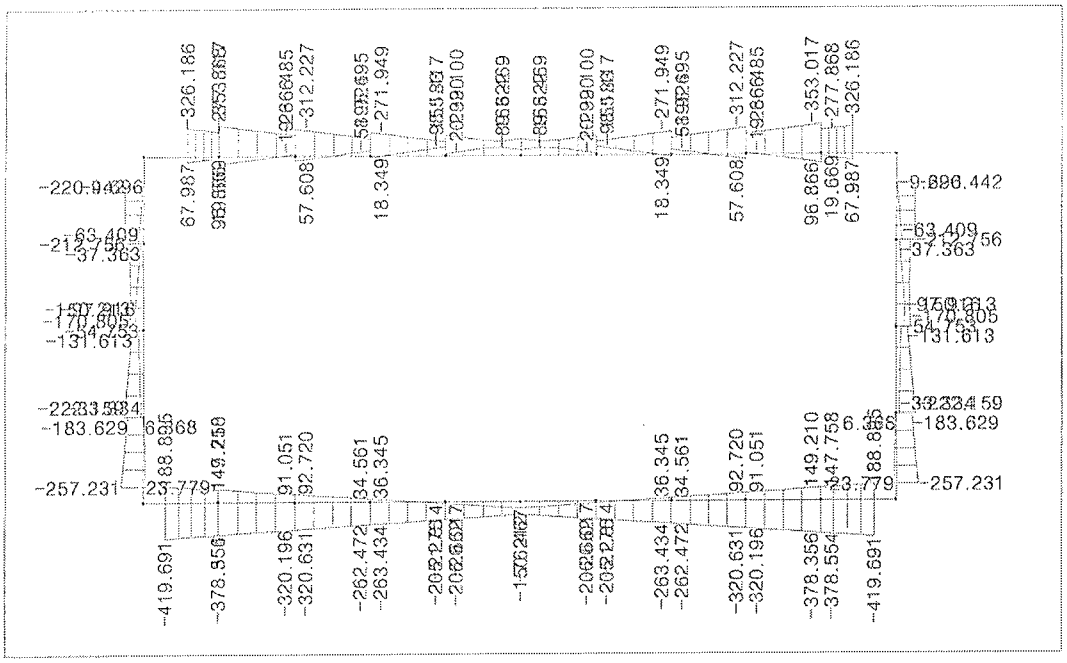
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

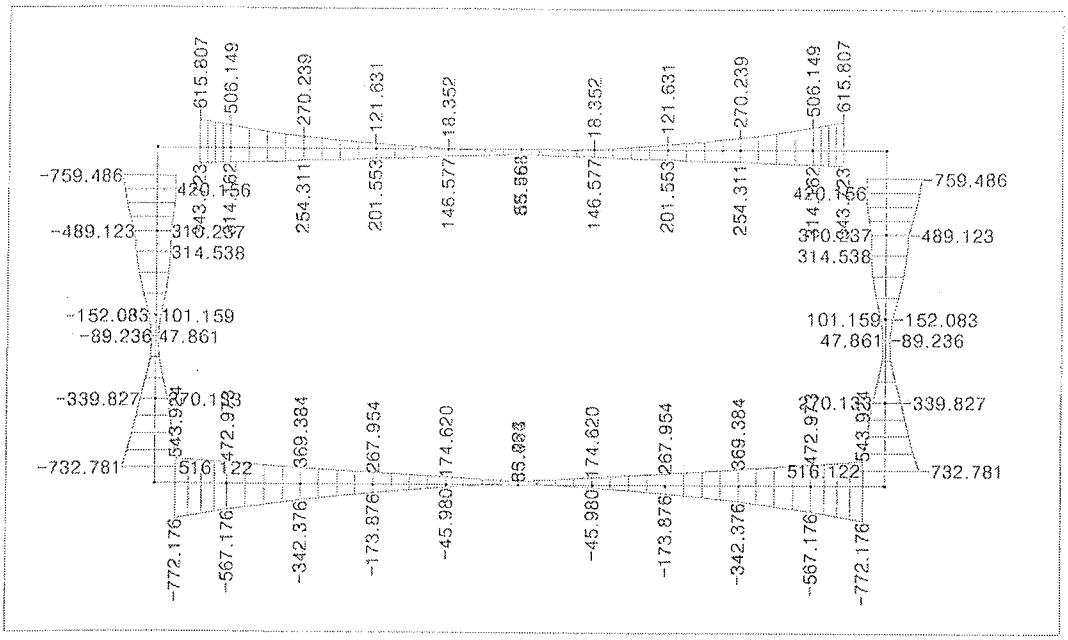


4) 단면력 정리

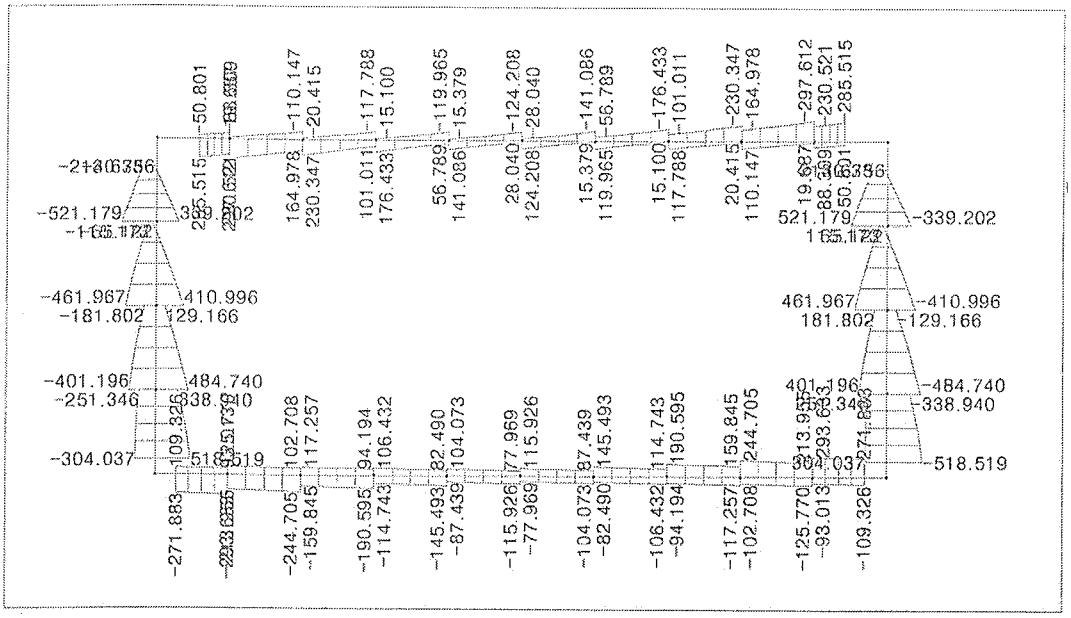
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	422.53	200.52	373.48	1000.00	1050.00	
		중앙부	2	62.41	92.06	203.43	1000.00	900.00	
		우측	3	422.53	200.52	373.48	1000.00	1050.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	550.07	173.60	495.36	1000.00	1000.00	
		중앙부	5	61.19	69.14	150.47	1000.00	1000.00	
		우측	6	550.07	173.60	495.36	1000.00	1000.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	551.26	141.55	243.03	1000.00	1266.67	
		추가1	8	109.00	105.50	243.03	1000.00	1100.00	
		중앙부	9	341.65	105.50	290.62	1000.00	1100.00	
		하부	10	518.89	303.07	290.62	1000.00	1100.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	551.26	141.57	243.03	1000.00	1266.67	
		추가1	12	109.00	343.62	290.62	1000.00	1100.00	
		중앙부	13	341.65	343.62	290.62	1000.00	1100.00	
		하부	14	518.89	303.19	290.62	1000.00	1100.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

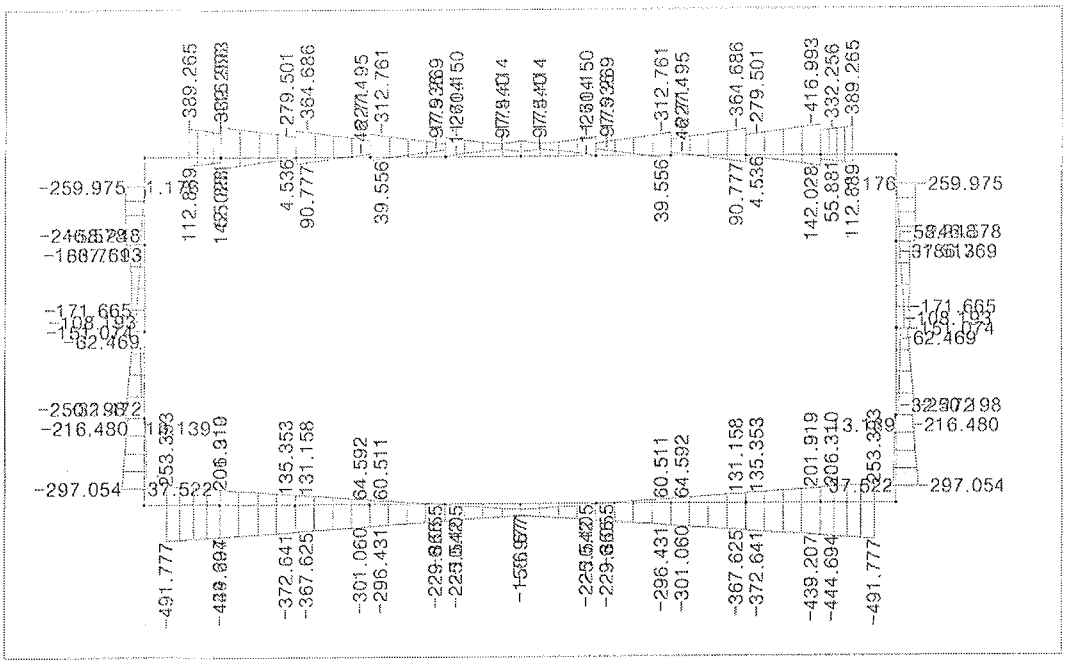
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	615.81	255.56	450.27	1000.00	1050.00	
		중앙부	2	88.57	124.21	221.76	1000.00	900.00	
		우측	3	615.81	255.56	450.27	1000.00	1050.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	772.18	226.71	585.34	1000.00	1000.00	
		중앙부	5	83.92	115.93	159.51	1000.00	1000.00	
		우측	6	772.18	226.71	585.34	1000.00	1000.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	759.49	207.59	288.57	1000.00	1266.67	
		추가1	8	152.08	181.80	288.57	1000.00	1100.00	
		중앙부	9	516.12	181.80	336.93	1000.00	1100.00	
		하부	10	732.78	412.41	336.93	1000.00	1100.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	759.49	207.42	288.57	1000.00	1266.67	
		추가1	12	152.08	461.97	336.93	1000.00	1100.00	
		중앙부	13	516.12	461.97	336.93	1000.00	1100.00	
		하부	14	732.78	412.54	336.93	1000.00	1100.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-1010.11	-	-615.81	-422.53	-1010.11	
		중앙부	2	963.94	-	88.57	62.41	963.94	
		우측	3	-1003.52	-	-615.81	-422.53	-1003.52	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1378.40	-	-772.18	-550.07	-1378.40	
		중앙부	5	1069.10	-	83.92	61.19	1069.10	
		우측	6	-1373.42	-	-772.18	-550.07	-1373.42	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-1443.99	-	-759.49	-551.26	-1443.99	
		추가1	8	-1196.07	-	-152.08	-109.00	-1196.07	
		중앙부	9	-	-	516.12	341.65	516.12	
		하부	10	-1529.70	-	-732.78	-518.89	-1529.70	
우측 벽체	1 층	상부	11	-1438.64	-	-759.49	-551.26	-1438.64	
		추가1	12	-1196.49	-	-152.08	-109.00	-1196.49	
		중앙부	13	-	-	516.12	341.65	516.12	
		하부	14	-1525.10	-	-732.78	-518.89	-1525.10	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	655.84	-	255.56	200.52	655.84	
		중앙부	2	43.23	-	124.21	92.06	124.21	
		우측	3	-655.84	-	-255.56	-200.52	-655.84	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-690.24	-	-226.71	-173.60	-690.24	
		중앙부	5	-190.18	-	-115.93	-69.14	-190.18	
		우측	6	690.10	-	226.71	173.60	690.10	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-166.47	-	-207.59	-141.55	-207.59	
		추가1	8	-128.68	-	-181.80	-105.50	-181.80	
		중앙부	9	-128.68	-	-181.80	-105.50	-181.80	
		하부	10	246.81	-	412.41	303.07	412.41	
우측 벽체	1 층	상부	11	164.82	-	207.42	141.57	207.42	
		추가1	12	125.57	-	461.97	343.62	461.97	
		중앙부	13	125.57	-	461.97	343.62	461.97	
		하부	14	-245.02	-	-412.54	-303.19	-412.54	

3) 축력 (kN)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측	1	-339.57	-	-450.27	-373.48	-450.27	
		중앙부	2	-339.57	-	-221.76	-203.43	-339.57	
		우측	3	-339.57	-	-450.27	-373.48	-450.27	
하부 슬래브	1경간	좌측	4	-543.94	-	-585.34	-495.36	-585.34	
		중앙부	5	-543.94	-	-159.51	-150.47	-543.94	
		우측	6	-543.94	-	-585.34	-495.36	-585.34	
좌측 벽체	1층	상부	7	-893.64	-	-288.57	-243.03	-893.64	
		추가1	8	-959.48	-	-288.57	-243.03	-959.48	
		중앙부	9	-1031.09	-	-336.93	-290.62	-1031.09	
		하부	10	-1031.09	-	-336.93	-290.62	-1031.09	
우측 벽체	1층	상부	11	-893.64	-	-288.57	-243.03	-893.64	
		추가1	12	-959.48	-	-336.93	-290.62	-1031.09	
		중앙부	13	-1031.09	-	-336.93	-290.62	-1031.09	
		하부	14	-1031.09	-	-336.93	-290.62	-1031.09	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측	1	-668.58	-	-	-	-668.58	
		중앙부	2	673.86	-	-	-	673.86	
		우측	3	-664.45	-	-	-	-664.45	
하부 슬래브	1경간	좌측	4	-963.60	-	-	-	-963.60	
		중앙부	5	742.98	-	-	-	742.98	
		우측	6	-960.48	-	-	-	-960.48	
좌측 벽체	1층	상부	7	-967.76	-	-	-	-967.76	
		추가1	8	-828.27	-	-	-	-828.27	
		중앙부	9	-	-	-	-	-	
		하부	10	-1072.97	-	-	-	-1072.97	
우측 벽체	1층	상부	11	-964.41	-	-	-	-964.41	
		추가1	12	-828.53	-	-	-	-828.53	
		중앙부	13	-	-	-	-	-	
		하부	14	-1070.10	-	-	-	-1070.10	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	950	1010.11	1260.62	3222.55	H25 - 8.0EA	4053.60	1.25
		중앙부	2	1000	820	963.94	1081.46	3594.81	H25 - 8.0EA	4053.60	1.12
		우측	3	1000	950	1003.52	1260.62	3200.85	H25 - 8.0EA	4053.60	1.26
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	900	1378.40	1494.34	4720.34	H29 - 8.0EA	5139.20	1.08
		중앙부	5	1000	920	1069.10	1219.28	3536.28	H25 - 8.0EA	4053.60	1.14
		우측	6	1000	900	1373.42	1494.34	4702.42	H29 - 8.0EA	5139.20	1.09
		우측(배수구단면)	6	1000	746	258.20	1050.52	1197.30	H29 - 8.0EA	5139.20	4.06
좌측벽체	1층	상부	7	1000	1167	1443.99	2375.08	-	H25 - 8.0EA	4848.00	1.65
		추가1	8	1000	1000	1196.07	2122.49	-	H25 - 8.0EA	4848.00	1.77
		중앙부	9	1000	1020	516.12	1983.20	-	H16 - 4.0EA	5933.60	3.84
		하부	10	1000	1000	1529.70	2415.75	-	H29 - 8.0EA	5933.60	1.58
우측벽체	1층	상부	11	1000	1167	1438.64	2379.30	-	H25 - 8.0EA	4848.00	1.65
		추가1	12	1000	1000	1196.49	2206.72	-	H25 - 8.0EA	4848.00	1.84
		중앙부	13	1000	1020	516.12	1983.20	-	H16 - 4.0EA	5933.60	3.84
		하부	14	1000	1000	1525.10	2418.63	-	H29 - 8.0EA	5933.60	1.59

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm^2		mm	mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	519.6	655.8	722.34	2.00	170.28	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	532.6	124.2	636.50	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측	3	519.6	655.8	722.34	2.00	170.28	H13	300	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	584.6	690.2	812.63	2.00	117.42	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	5	597.6	190.2	714.12	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측	6	584.6	690.1	812.63	2.00	117.26	H13	300	253.40	O.K
		우측 (배수구단면)	6	419.6	655.6	746.98	2.00	182.70	H13	150	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	687.2	207.6	813.91	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		추가1	8	690.0	181.8	816.69	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		중앙부	9	706.9	181.8	836.10	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		하부	10	693.0	412.4	819.71	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	11	687.2	207.4	813.91	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		추가1	12	693.0	462.0	819.71	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		중앙부	13	706.9	462.0	836.10	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		하부	14	693.0	412.5	819.71	2.00	-	H13	600	253.40	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1050.00	950.00	100.00	1010.11	655.84

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 83.119) / 83.119 = 0.03129

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3222.552 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.258]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00427

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (950.00 - a/2) = 1260.625 kN.m

≥ Mu (= 1010.113 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.248]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

< Vu (= 655.843 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (655.843-519.615) x 300.00 / (400x800.00xΦ) x 1000 = 170.284 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 800.00 / 300.00 x 1000 = 270.293 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 / 1000 = 2771.281 kN ≥ 270.293 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (692.820 + 270.293) = 722.335 kN ≥ 655.843 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	963.94	124.21

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 83.119) / 83.119 = 0.02660

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3594.808 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.128]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00494

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (820.00 - a/2) = 1081.457 kN.m

≥ Mu (= 963.943 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.122]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 124.208 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1050.00	950.00	100.00	1003.52	655.84

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 83.119) / 83.119 = 0.03129

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3200.849 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.266]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00427

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (950.00 - a/2) = 1260.625 kN.m

≥ Mu (= 1003.516 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.256]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

< Vu (= 655.843 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (655.843-519.615) x 300.00 / (400x800.00xΦ) x 1000 = 170.284 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 800.00 / 300.00 x 1000 = 270.293 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 / 1000 = 2771.281 kN ≥ 270.293 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (692.820 + 270.293) = 722.335 kN ≥ 655.843 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	1378.40	690.24

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02262

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4720.338 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.089]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00571

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (900.00 - a/2) = 1494.339 kN.m

≥ Mu (= 1378.404 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.084]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 900.00 = 584.567 kN

< Vu (= 690.242 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (690.242-584.567) x 300.00 / (400x900.00xΦ) x 1000 = 117.417 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 900.00 / 300.00 x 1000 = 304.080 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 900.00 / 1000 = 3117.691 kN ≥ 304.080 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (779.423 + 304.080) = 812.627 kN ≥ 690.242 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	920.00	80.00	1069.10	190.18

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (920.00 - 83.119) / 83.119 = 0.03021

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3536.284\ mm^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.146]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00441

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (920.00 - a/2) = 1219.280 kN.m

≥ Mu (= 1069.097 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.140]

* 전단에 대한 검토 (d = 920.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 920.00 = 597.558 kN

≥ Vu (= 190.178 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	1373.42	690.10

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02262

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4702.416 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.093]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00571

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (900.00 - a/2) = 1494.339 kN.m

≥ Mu (= 1373.420 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.088]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 900.00 = 584.567 kN

< Vu (= 690.097 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (690.097-584.567) x 300.00 / (400x900.00xΦ) x 1000 = 117.255 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 900.00 / 300.00 x 1000 = 304.080 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 900.00 / 1000 = 3117.691 kN ≥ 304.080 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (779.423 + 304.080) = 812.627 kN ≥ 690.097 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	746.0	646.0	100.0	258.7	655.6

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (646.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01539

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1197.284 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 4.292]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

수축온도철근비 = 0.00200

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

ρuse = As / bd = 0.00796

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (646.00 - a/2) = 1050.518 kN.m

≥ Mu (= 258.724 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.060]

* 전단에 대한 검토 (d = 646.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 646.00 = 419.589 kN

< Vu (= 655.603 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (655.603-419.589) x 150.00 / (400x646.00xΦ) x 1000 = 182.673 mm²

Av_use = 253.400 mm² (D13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 646.00 / 150.00 x 1000 = 436.524 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 646.00 x 1000 = 2237.810 kN ≥ 436.524 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 323.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (559.452 + 436.524) = 746.982 kN ≥ 655.603 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1266.667	100.000	1166.667	893.642	1443.988	1615.846

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0038) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1266.7 x 1000.0 = 29070000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (29070000.0 x 633.33 + 1621440.0 x 100.000 + 317760.0 x 1186.667) / 31009200.0

= 611.116 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 700.000 mm, ab = k1 x cb = 595.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 595000.000 = 13655.250 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 13655.250 + 299.529 - 1621.440 = 12333.339 kN

Mb = Cc x 358.051 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5890.409 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 477.601 mm, e = Mu/Pu = 1615.846 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 160.448 mm, a = k1 x c = 136.381 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 136380.931 = 3129.942 kN

∑Csi = 220.754 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 3129.942 + 220.754 - 1621.440 = 1729.257 kN

Mn = Cc x 542.926 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2794.203 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1615.840) | = 0.0061 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1266.67 - 100.00 = 1166.667 mm

c = 160.448 mm, a = k1 x c = 136.381 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1166.67-160.45) / 160.45 = 0.01881

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 24718.351 kN ≥ Pn = 1729.257 kN

ΦPn = 0.85 x 1729.257 = 1469.868 kN ≥ Pu = 893.642 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.616 = 2375.081 kN.m ≥ Mu = 1443.988 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1000.00 = 687.210 kN

≥ Vu (= 207.587 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 추가

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1100.000	100.000	1000.000	959.477	1196.065	1246.580

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 794.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0044) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1100.0 x 1000.0 = 25245000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 1621440.0 x 100.000 + 317760.0 x 1020.000) / 27184200.0

= 528.653 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 600.000 mm, ab = k1 x cb = 510.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 510000.000 = 11704.500 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 11704.500 + 299.529 - 1621.440 = 10382.589 kN

Mb = Cc x 316.347 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4544.891 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 437.742 mm, e = Mu/Pu = 1246.580 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 173.566 mm, a = k1 x c = 147.531 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 147531.390 = 3385.845 kN

∑Csi = 238.716 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 3385.845 + 238.716 - 1621.440 = 2003.122 kN

Mn = Cc x 454.887 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2497.061 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1246.585) | = 0.0044 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 100.00 = 1000.000 mm

c = 173.566 mm, a = k1 x c = 147.531 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1000.00-173.57) / 173.57 = 0.01428

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 21658.351 kN ≥ Pn = 2003.122 kN

ΦPn = 0.85 x 2003.122 = 1702.653 kN ≥ Pu = 959.477 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.247 = 2122.494 kN.m ≥ Mu = 1196.065 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1000.00 = 689.986 kN

≥ Vu (= 181.802 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1100.000	80.000	1020.000	1031.087	516.122	500.561

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5139.200 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0054) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1100.0 x 1000.0 = 25245000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 317760.0 x 80.000 + 2055680.0 x 1000.000) / 27618440.0

= 578.087 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 612.000 mm, ab = k1 x cb = 520.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 520200.000 = 11938.590 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 11938.590 + 1937.735 - 317.760 = 13558.565 kN

Mb = Cc x 261.813 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4101.511 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 302.503 mm, e = Mu/Pu = 500.561 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 187.507 mm, a = k1 x c = 159.381 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 159380.836 = 3657.790 kN

∑Csi = 1321.092 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 3657.790 + 1321.092 - 317.760 = 4661.122 kN

Mn = Cc x 498.396 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2333.217 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=500.570) | = 0.0088 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 80.00 = 1020.000 mm

c = 187.507 mm, a = k1 x c = 159.381 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1020.00-187.51) / 187.51 = 0.01332

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 21985.811 kN ≥ Pn = 4661.122 kN

ΦPn = 0.85 x 4661.122 = 3961.954 kN ≥ Pu = 1031.087 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.501 = 1983.200 kN.m ≥ Mu = 516.122 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1020.00 = 706.867 kN

≥ Vu (= 181.802 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1100.000	100.000	1000.000	1031.087	1529.696	1483.576

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 794.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0054) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1100.0 x 1000.0 = 25245000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 2055680.0 x 100.000 + 317760.0 x 1020.000) / 27618440.0

= 521.913 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 600.000 mm, ab = k1 x cb = 510.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 510000.000 = 11704.500 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 11704.500 + 299.529 - 2055.680 = 9948.349 kN

Mb = Cc x 323.087 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4798.077 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 482.299 mm, e = Mu/Pu = 1483.576 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 190.351 mm, a = k1 x c = 161.798 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 161798.358 = 3713.272 kN

∑Csi = 258.088 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 3713.272 + 258.088 - 2055.680 = 1915.680 kN

Mn = Cc x 441.014 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2842.061 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1483.578)| = 0.0020 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 100.00 = 1000.000 mm

c = 190.351 mm, a = k1 x c = 161.798 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1000.00-190.35) / 190.35 = 0.01276

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 21985.811 kN ≥ Pn = 1915.680 kN

ΦPn = 0.85 x 1915.680 = 1628.328 kN ≥ Pu = 1031.087 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.484 = 2415.749 kN.m ≥ Mu = 1529.696 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1000.00 = 693.007 kN

≥ Vu (= 412.410 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1266.667	100.000	1166.667	893.642	1438.635	1609.856

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0038) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1266.7 x 1000.0 = 29070000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (29070000.0 x 633.33 + 1621440.0 x 100.000 + 317760.0 x 1186.667) / 31009200.0

= 611.116 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 700.000 mm, ab = k1 x cb = 595.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 595000.000 = 13655.250 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 13655.250 + 299.529 - 1621.440 = 12333.339 kN

Mb = Cc x 358.051 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5890.409 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 477.601 mm, e = Mu/Pu = 1609.856 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 160.902 mm, a = k1 x c = 136.766 mm 를 사용,

Cc = 0.85 x 27.0 x 136766.315 = 3138.787 kN

∑Csi = 221.424 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 3138.787 + 221.424 - 1621.440 = 1738.771 kN

Mn = Cc x 542.733 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2799.178 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1609.860) | = 0.0040 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1266.67 - 100.00 = 1166.667 mm

c = 160.902 mm, a = k1 x c = 136.766 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1166.67-160.90) / 160.90 = 0.01875

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 24718.351 kN ≥ Pn = 1738.771 kN

ΦPn = 0.85 x 1738.771 = 1477.955 kN ≥ Pu = 893.642 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.610 = 2379.296 kN.m ≥ Mu = 1438.635 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1000.00 = 687.210 kN

≥ Vu (= 207.419 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 추가

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1100.000	100.000	1000.000	1031.087	1196.489	1160.415

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 794.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0044) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1100.0 x 1000.0 = 25245000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 1621440.0 x 100.000 + 317760.0 x 1020.000) / 27184200.0

= 528.653 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 600.000 mm, ab = k1 x cb = 510.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 510000.000 = 11704.500 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 11704.500 + 299.529 - 1621.440 = 10382.589 kN

Mb = Cc x 316.347 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4544.891 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 437.742 mm, e = Mu/Pu = 1160.415 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 184.879 mm, a = k1 x c = 157.147 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 157147.408 = 3606.533 kN

∑Csi = 252.159 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 3606.533 + 252.159 - 1621.440 = 2237.252 kN

Mn = Cc x 450.079 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2596.136 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1160.413)| = 0.0025 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 100.00 = 1000.000 mm

c = 184.879 mm, a = k1 x c = 157.147 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1000.00-184.88) / 184.88 = 0.01323

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 21658.351 kN ≥ Pn = 2237.252 kN

ΦPn = 0.85 x 2237.252 = 1901.665 kN ≥ Pu = 1031.087 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.160 = 2206.720 kN.m ≥ Mu = 1196.489 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1000.00 = 693.007 kN

≥ Vu (= 461.967 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1100.000	80.000	1020.000	1031.087	516.122	500.561

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5139.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0054) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1100.0 x 1000.0 = 25245000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 317760.0 x 80.000 + 2055680.0 x 1000.000) / 27618440.0

= 578.087 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 612.000 mm, ab = k1 x cb = 520.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 520200.000 = 11938.590 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 11938.590 + 1937.735 - 317.760 = 13558.565 kN

Mb = Cc x 261.813 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4101.511 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 302.503 mm, e = Mu/Pu = 500.561 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 187.507 mm, a = k1 x c = 159.381 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 159380.836 = 3657.790 kN

∑Csi = 1321.092 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 3657.790 + 1321.092 - 317.760 = 4661.122 kN

Mn = Cc x 498.396 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2333.217 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=500.570) | = 0.0088 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 80.00 = 1020.000 mm

c = 187.507 mm, a = k1 x c = 159.381 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1020.00-187.51) / 187.51 = 0.01332

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 21985.811 kN ≥ Pn = 4661.122 kN

ΦPn = 0.85 x 4661.122 = 3961.954 kN ≥ Pu = 1031.087 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.501 = 1983.200 kN.m ≥ Mu = 516.122 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1020.00 = 706.867 kN

≥ Vu (= 461.967 kN) , 전단보강 불필요.

㈜ TITLE : 우측벽체 하부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1100.000	100.000	1000.000	1031.087	1525.104	1479.123

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0054) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1100.0 x 1000.0 = 25245000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 2055680.0 x 100.000 + 317760.0 x 1020.000) / 27618440.0

= 521.913 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 600.000 mm, ab = k1 x cb = 510.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 510000.000 = 11704.500 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 11704.500 + 299.529 - 2055.680 = 9948.349 kN

Mb = Cc x 323.087 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4798.077 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 482.299 mm, e = Mu/Pu = 1479.123 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 190.743 mm, a = k1 x c = 162.132 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 162131.727 = 3720.923 kN

∑Csi = 258.500 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 3720.923 + 258.500 - 2055.680 = 1923.743 kN

Mn = Cc x 440.848 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2845.450 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1479.122)| = 0.0007 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 100.00 = 1000.000 mm

c = 190.743 mm, a = k1 x c = 162.132 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1000.00-190.74) / 190.74 = 0.01273

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 21985.811 kN ≥ Pn = 1923.743 kN

ΦPn = 0.85 x 1923.743 = 1635.182 kN ≥ Pu = 1031.087 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.479 = 2418.634 kN.m ≥ Mu = 1525.104 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1000.00 = 693.007 kN

≥ Vu (= 412.539 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 746 × 0.0020 = 1492.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1492.00 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 × 746 × 1000 = 1119.00 ㎟ (≤1800)

∴ 1119.00 ㎟ ≤ 1986.000 ㎟ ∴ O.K

8) 좌측벽체 : 상부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

9) 좌측벽체 : 추가

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

10) 좌측벽체 : 중앙부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

11) 좌측벽체 : 하부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

12) 우측벽체 : 상부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

13) 우측벽체 : 추가

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

14) 우측벽체 : 중앙부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

15) 우측벽체 : 하부

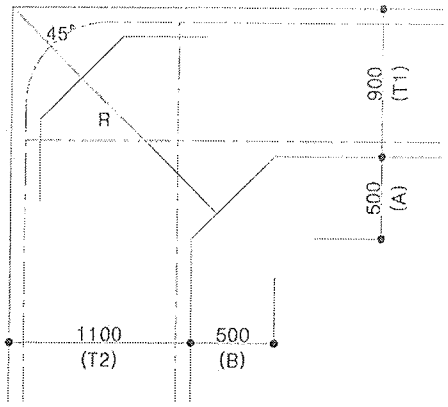
① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 967.759 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 967.759 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1767.767 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 967.76 \times 10^6}{1767.767^2 \times 1000} = 1.548 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 967.76 \times 10^6}{1767.767 \times 180} = 6082.749 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 6082.749 mm² - 2026.800 mm²

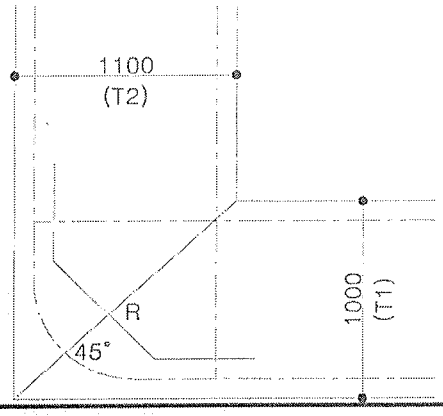
= 4055.949 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 4EA , H25 - 4EA

∴ Total As = 4596.400 mm² > Req'd As (= 4055.949 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1072.974 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1072.974 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1486.607$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1072.97 \times 10^6}{1486.607^2 \times 1000} = 2.428 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1072.97 \times 10^6}{1486.607 \times 180} = 8019.560 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 8019.560 mm² - 2569.600 mm²

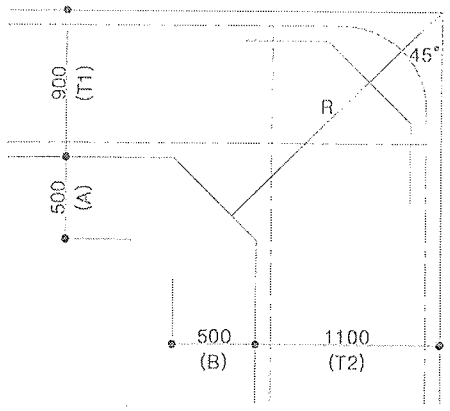
= 5449.960 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA , H22 - 8EA

∴ Total As = 6193.600 mm² > Req'd As (= 5449.960 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 964.413 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 964.413 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 1767.767 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 964.41 \times 10^6}{1767.767^2 \times 1000} = 1.543 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 964.41 \times 10^6}{1767.767 \times 180} = 6061.718 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 6061.718 mm² - 2026.800 mm²

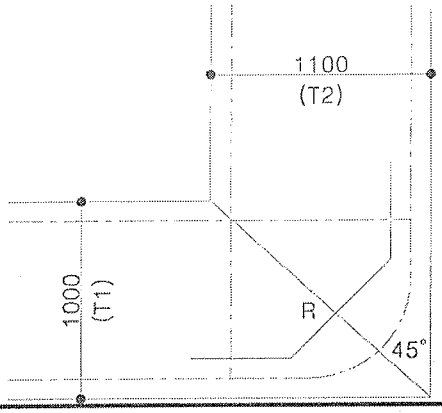
= 4034.918 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA

∴ Total As = 4053.600 mm² > Req'd As (= 4034.918 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1070.104 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1070.104 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1486.607$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1070.10 \times 10^6}{1486.607^2 \times 1000} = 2.421 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1070.10 \times 10^6}{1486.607 \times 180} = 7998.109 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 7998.109 mm² - 2569.600 mm²

= 5428.509 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA , H22 - 8EA

∴ Total As = 6193.600 mm² > Req'd As (= 5428.509 mm²) ----------> O.K !!!

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	950	H25 - 8.0EA	125	202.127	O.K	1.62
		중앙부	2	820	H25 - 8.0EA	125	189.826	O.K	1.52
		우측	3	950	H25 - 8.0EA	125	204.738	O.K	1.64
하부슬래브	1경간	좌측	4	900	H29 - 8.0EA	125	133.308	O.K	1.07
		중앙부	5	920	H25 - 8.0EA	125	197.618	O.K	1.58
		우측	6	900	H29 - 8.0EA	125	134.433	O.K	1.08
		우측(배수 구단면)	6	746	H29 - 8.0EA	125	1054.100	O.K	8.43
좌측벽체	1층	상부	7	1167	H25 - 8.0EA	125	140.738	O.K	1.13
		추가	8	1000	H25 - 8.0EA	125	139.483	O.K	1.12
		중앙부	9	1020	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	10	1000	H29 - 8.0EA	125	133.934	O.K	1.07
우측벽체	1층	상부	11	1167	H25 - 8.0EA	125	141.986	O.K	1.14
		추가	12	1000	H25 - 8.0EA	125	139.368	O.K	1.12
		중앙부	13	1020	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	14	1000	H29 - 8.0EA	125	134.866	O.K	1.08

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 668.576 x 1000000 / [4053.600 x (949.999 - 205.543/3)]
= 187.109 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x4053.600)]
= 205.543 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 187.11) - 2.5 x 87.50 = 202.13 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 187.11) = 336.70 mm
Sa는 작은 값인 202.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 202.13 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 673.855 x 1000000 / [4053.600 x (820.000 - 189.203/3)]
= 219.618 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4053.600)]
= 189.203 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 219.62) - 2.5 x 67.50 = 189.83 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 219.62) = 286.86 mm
Sa는 작은 값인 189.83 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 189.83 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 664.453 x 1000000 / [4053.600 x (949.999 - 205.543/3)]
= 185.956 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x4053.600)]
= 205.543 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 185.96) - 2.5 x 87.50 = 204.74 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 185.96) = 338.79 mm
Sa는 작은 값인 204.74 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 204.74 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 963.597 x 1000000 / [5139.200 x (900.000 - 221.024/3)]
= 226.908 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x5139.200)]
= 221.024 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 226.91) - 2.5 x 85.50 = 133.31 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 226.91) = 277.65 mm
Sa는 작은 값인 133.31 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 133.31 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 742.975 x 1000000 / [4053.600 x (920.000 - 201.876/3)]
= 214.948 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x4053.600)]
= 201.876 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 214.95) - 2.5 x 67.50 = 197.62 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 214.95) = 293.09 mm
Sa는 작은 값인 197.62 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 197.62 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 960.483 x 1000000 / [5139.200 x (900.000 - 221.024/3)]
= 226.174 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x5139.200)]
= 221.024 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 226.17) - 2.5 x 85.50 = 134.43 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 226.17) = 278.55 mm
Sa는 작은 값인 134.43 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 134.43 mm) ∴ O.K

7) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 179.726 x 1000000 / [5139.200 x (646.000 - 182.596/3)]
= 59.767 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x646.0/(7x5139.200)]
= 182.596 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 59.77) - 2.5 x 85.50 = 1103.87 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 59.77) = 1054.10 mm
Sa는 작은 값인 1054.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1054.10 mm) ∴ O.K

8) 좌측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 967.759 x 1000000 / [4053.600 x (1166.667 - 230.495/3)]
= 219.061 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1166.7/(7x4053.600)]
= 230.495 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 219.06) - 2.5 x 87.50 = 140.74 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 219.06) = 287.59 mm
Sa는 작은 값인 140.74 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 140.74 mm) ∴ O.K

9) 좌측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 828.268 x 1000000 / [4053.600 x (1000.000 - 211.532/3)]
= 219.829 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1000.0/(7x4053.600)]
= 211.532 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 219.83) - 2.5 x 87.50 = 139.48 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 219.83) = 286.59 mm
Sa는 작은 값인 139.48 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 139.48 mm) ∴ O.K

10) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1072.974 x 1000000 / [5139.200 x (1000.000 - 234.660/3)]
= 226.499 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1000.0/(7x5139.200)]
= 234.660 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 226.50) - 2.5 x 85.50 = 133.93 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 226.50) = 278.15 mm
Sa는 작은 값인 133.93 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 133.93 mm) ∴ O.K

11) 우측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 964.413 x 1000000 / [4053.600 x (1166.667 - 230.495/3)]
= 218.304 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1166.7/(7x4053.600)]
= 230.495 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 218.30) - 2.5 x 87.50 = 141.99 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 218.30) = 288.59 mm
Sa는 작은 값인 141.99 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 141.99 mm) ∴ O.K

12) 우측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 828.533 x 1000000 / [4053.600 x (1000.000 - 211.532/3)]
= 219.900 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1000.0/(7x4053.600)]
= 211.532 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 219.90) - 2.5 x 87.50 = 139.37 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 219.90) = 286.49 mm
Sa는 작은 값인 139.37 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 139.37 mm) ∴ O.K

13) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1070.104 x 1000000 / [5139.200 x (1000.000 - 234.660/3)]
= 225.893 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1000.0/(7x5139.200)]
= 234.660 mm

사용철근량 = 5139.2 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 225.89) - 2.5 x 85.50 = 134.87 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 225.89) = 278.89 mm
Sa는 작은 값인 134.87 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 134.87 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 10.250 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 0.90 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28
T = 10.250 / 28
T = 0.366 m < 0.900 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

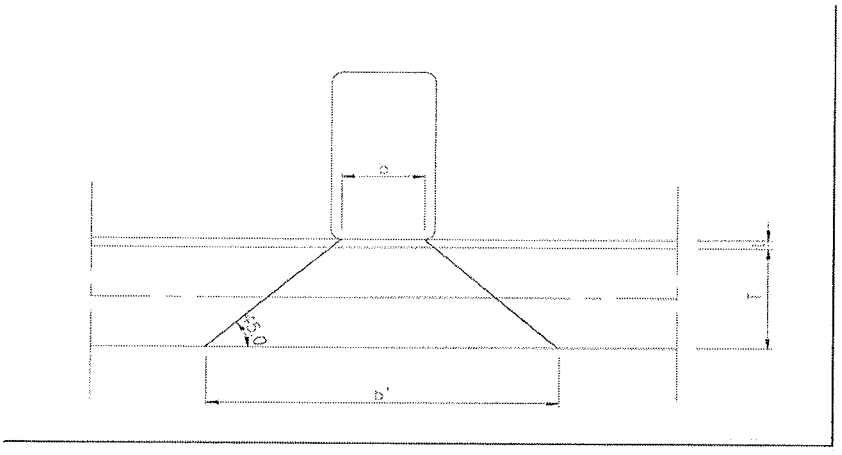
1) 고정하중

- 구체자중 = 756.575 / 11.350 = 66.659 kN/m²
- 상부연직하중 = 72.832 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

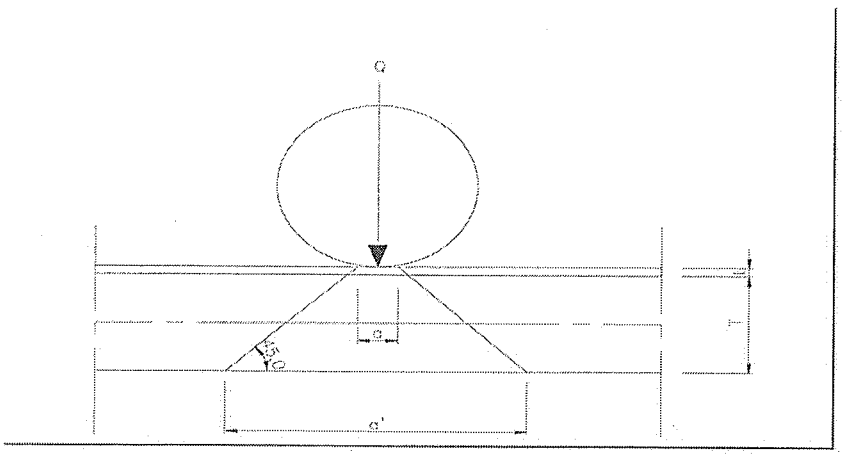


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 1000 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.000 + 0.080) × cot 45°

= 2.660 m



a' = 0.200 + 2 × (1.000 + 0.080) × cot 45°

= 2.360 m

Qz = 96.0 / (2.660 × 2.360 15.292 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 66.66 + 72.83 + 15.00 + 1.84 + 15.29

= 171.623 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 308.46 kN/m² ≥ Qmax = 171.62 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	11.750	×	1.100	×	25.000	=	323.125	kN/m
- 하부슬래브	:	11.750	×	1.100	×	25.000	=	323.125	kN/m
- 벽체	:	1.300	×	3.840	×	25.000	=	124.800	kN/m
	:	1.300	×	3.840	×	25.000	=	124.800	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000	=	6.250	kN/m
- 포장	:	7.800	×	0.040	×	23.000	=	7.176	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	11.750	×	1.000	×	19.000	=	223.250	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	11.750	×	2.728	×	10.000	=	320.540	kN/m
- 수직수압	:	11.750	×	2.728	×	10.000	=	320.540	kN/m
						∴ Σ	=	1773.606	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 2.728 \times 19.000 + 2.728^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 32.409$ kN/m

∴ Σ = 3.458 + 32.409 = 35.866 kN/m

(3) 저항력

R = 1773.606 + 35.866 = 1809.472 kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 11.750 \times 8.768 \times 10.000$

$= 1030.240$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 1809.472 / 1030.240$

$= 1.756 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.6 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	11.750	×	1.100	×	25.000			=	323.125	kN/m
- 하부슬래브	:	11.750	×	1.100	×	25.000			=	323.125	kN/m
- 벽체	:	1.300	×	3.840	×	25.000	×	2	=	249.600	kN/m
	:	1.300	×	3.840	×	25.000	×	2	=	249.600	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250	kN/m
- 포장	:	7.800	×	0.040	×	23.000			=	7.176	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	11.750	×	6.600	×	19.000			=	1473.450	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	11.750	×	-2.872	×	10.000			=	-337.460	kN/m
- 수직수압	:	11.750	×	-2.872	×	10.000			=	-337.460	kN/m
							∴ Σ		=	1957.406	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 6.600^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 150.618$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 6.600 \times -2.872 \times 19.000 + -2.872^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -116.1$ kN/m

∴ $\Sigma = 150.618 + -116.1 = 34.546$ kN/m

(3) 저항력

$R = 1957.406 + 34.546 = 1991.952$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 11.750 \times 3.168 \times 10.000$

$= 372.240$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 1991.952 / 372.240$

$= 5.351 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{323.125}{11.750 \times 10.000 \times 1.100} = 2.500 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.500 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{447.925}{11.750 \times 10.000 \times 1.100} = 3.466 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.466 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{454.175}{11.750 \times 10.000 \times 1.100} = 3.514 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.514 m 이하유지

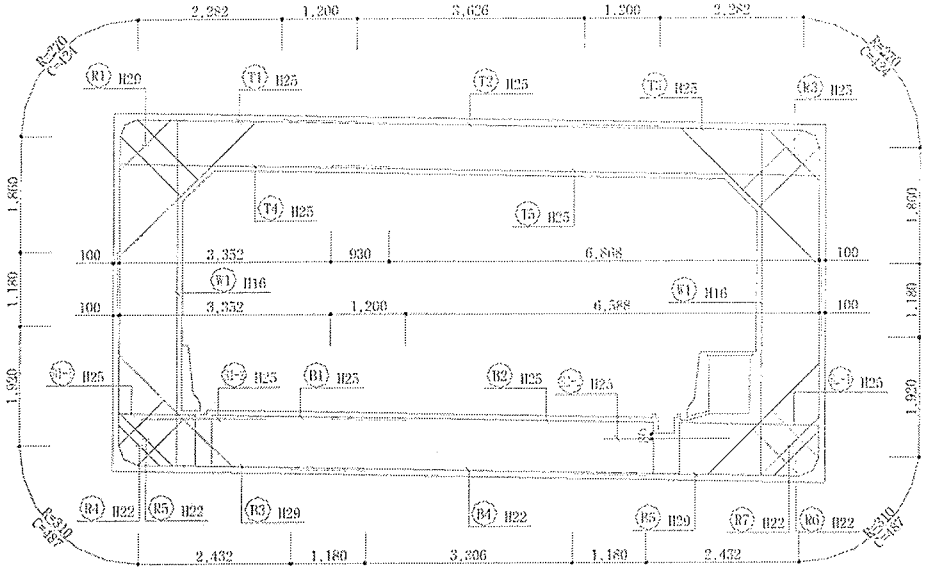
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{902.100}{11.750 \times 10.000 \times 1.100} = 6.979 \text{ m}$$

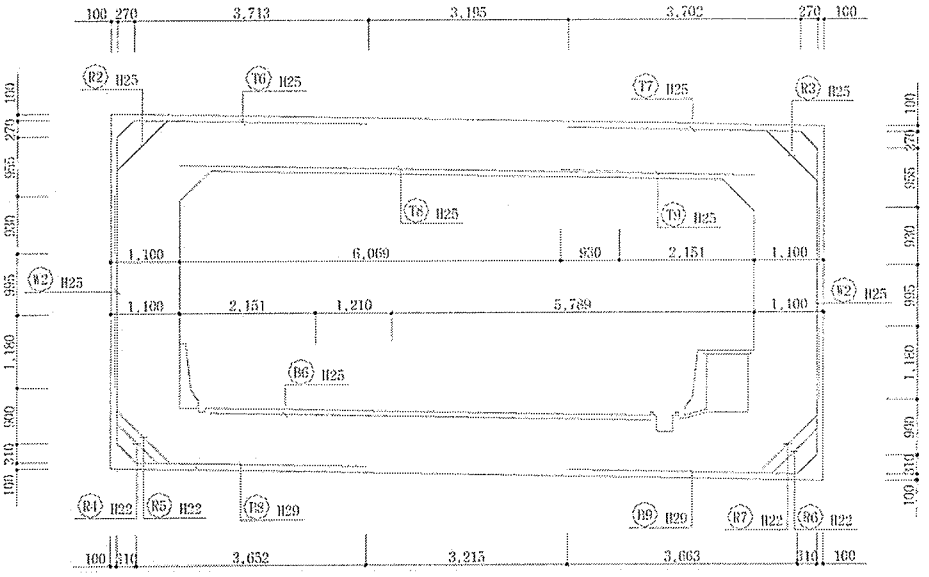
∴ 구조물 저면으로 부터 6.979 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)

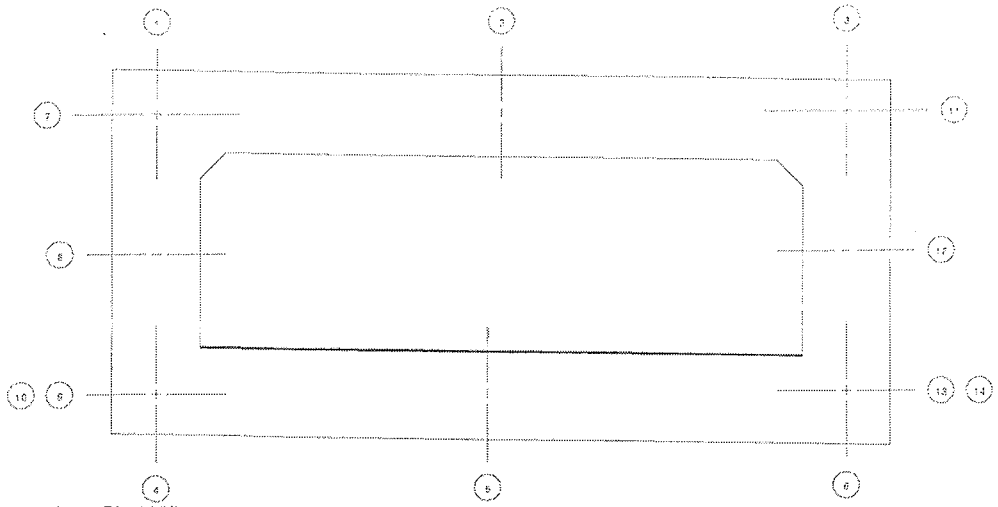


B2(앞)

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1633	1789.38	2515.70	3279.56	H22 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	4645.20	1.41
		중앙부	2	1000	1520	2287.70	2871.90	4545.11	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.26
		우측	3	1000	1633	1767.66	2515.70	3239.04	H22 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	4645.20	1.42
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	1569	2774.20	3404.13	5358.51	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6623.20	1.23
		중앙부	5	1000	1620	2036.96	2752.42	3774.84	H29 - 8.0EA	5139.20	1.35
		우측	6	1000	1569	2759.24	3404.13	5328.71	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6623.20	1.23
		우측(배수구단면)	6	1000	1436	1248.05	2652.42	2798.60	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6623.20	2.13
좌측벽체	1층	상부	7	1000	1733	2377.55	4767.54	-	H22 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	5439.60	2.00
		추가1	8	1000	1551	2163.19	4982.89	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	6058.40	2.30
		중앙부	9	1000	1620	1000.29	6391.11	-	H16 - 4.0EA	7417.60	6.39
		하부	10	1000	1569	2992.66	5329.54	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	7417.60	1.78
우측벽체	1층	상부	11	1000	1733	2359.68	4792.42	-	H22 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	5439.60	2.03
		추가1	12	1000	1547	2163.71	4942.83	-	H19 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	5656.00	2.28
		중앙부	13	1000	1620	1000.29	6391.11	-	H16 - 4.0EA	7417.60	6.39
		하부	14	1000	1569	2979.82	5340.65	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	7417.60	1.79

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	3	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		중앙부	5	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측	6	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		우측 (배수구단면)	6	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		추가	8	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		중앙부	9	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		하부	10	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
우측 벽체	1 층	상부	11	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		추가	12	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		중앙부	13	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		하부	14	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm^2		mm	mm^2	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1428.9	814.9	1428.94	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	2	1480.9	182.8	1480.90	-	-	-	-	-	O.K
		우측	3	1428.9	814.9	1428.94	-	-	-	-	-	O.K
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1529.0	897.6	1529.03	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	5	1578.3	236.4	1578.33	-	-	-	-	-	O.K
		우측	6	1529.0	897.4	1529.03	-	-	-	-	-	O.K
		우측 (배수구단면)	6	867.8	1108.8	1206.30	2	180.4	H13	300	253.4	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1071.6	475.6	1071.58	-	-	-	-	-	O.K
		추가1	8	1065.9	573.3	1065.95	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	9	1118.5	615.8	1118.47	-	-	-	-	-	O.K
		하부	10	1083.5	615.8	1083.53	-	-	-	-	-	O.K
우측 벽체	1 층	상부	11	1071.6	475.6	1071.58	-	-	-	-	-	O.K
		추가1	12	1068.2	572.9	1068.17	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	13	1118.5	615.8	1118.47	-	-	-	-	-	O.K
		하부	14	1083.5	615.8	1083.53	-	-	-	-	-	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1정간	좌측	1	1633	H22 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	125	243.570	O.K	1.95
		중앙부	2	1520	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	225.256	O.K	1.80
		우측	3	1633	H22 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	125	248.881	O.K	1.99
하부슬래브	1정간	좌측	4	1569	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	163.501	O.K	1.31
		중앙부	5	1620	H29 - 8.0EA	125	263.551	O.K	2.11
		우측	6	1569	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	165.260	O.K	1.32
		우측(배수 구단면)	6	1436	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	422.300	O.K	3.38
좌측벽체	1층	상부	7	1733	H22 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	125	144.899	O.K	1.16
		추가	8	1551	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	167.626	O.K	1.34
		중앙부	9	1620	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	10	1569	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	135.416	O.K	1.08
우측벽체	1층	상부	11	1733	H22 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	125	147.443	O.K	1.18
		추가	12	1547	H19 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	133.886	O.K	1.07
		중앙부	13	1620	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	14	1569	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	136.709	O.K	1.09

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 B2 (내공 : 11.703M × 3.84M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 3.710 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ= 0.500

9) 설계방법

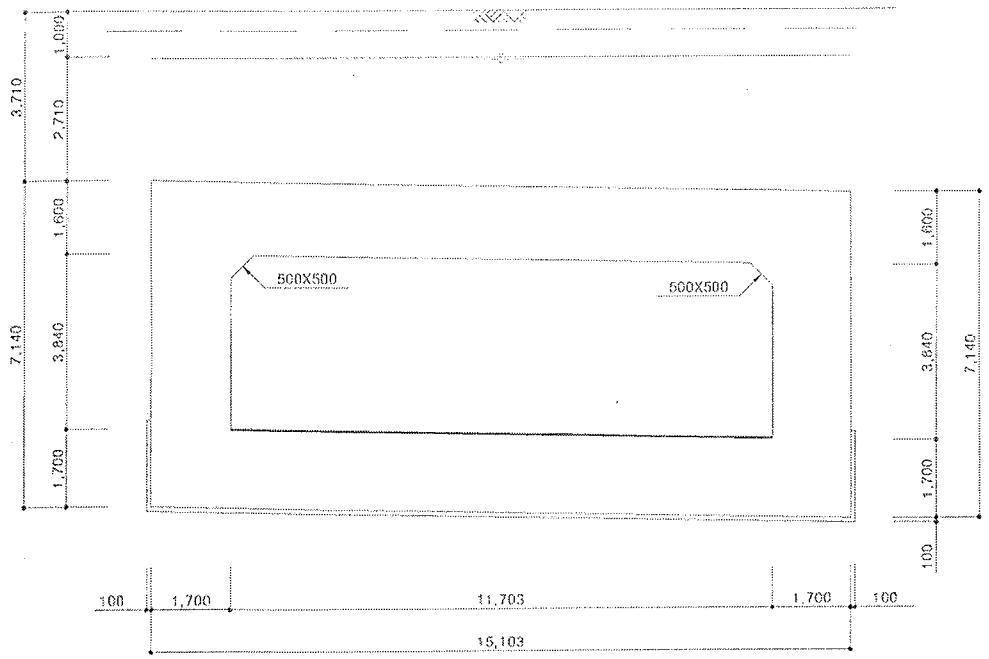
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


1,089
2,710
3,710
1,660
3,840
7,140
1,700
500X500
500X500
1,600
3,840
7,140
1,700
100
100
1,700
11,703
1,700
100
15,103

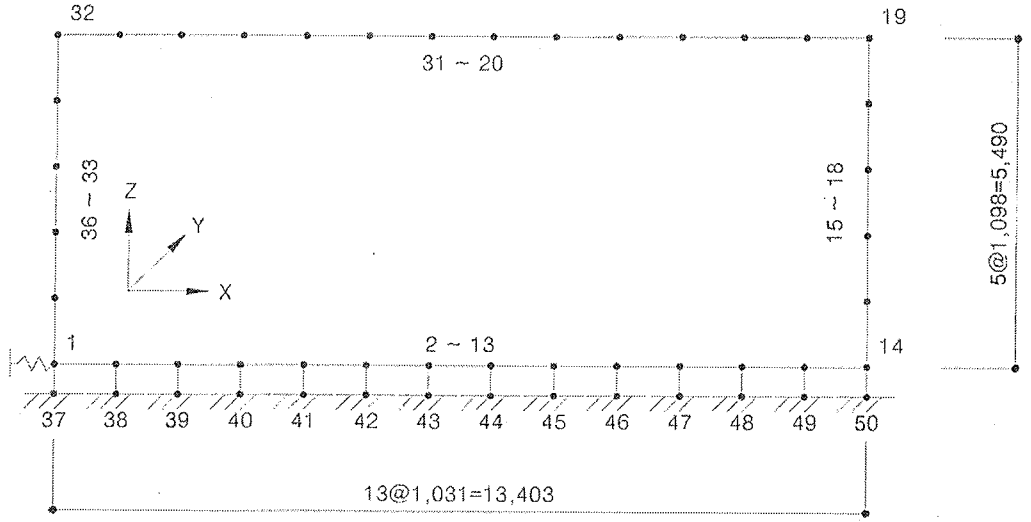
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

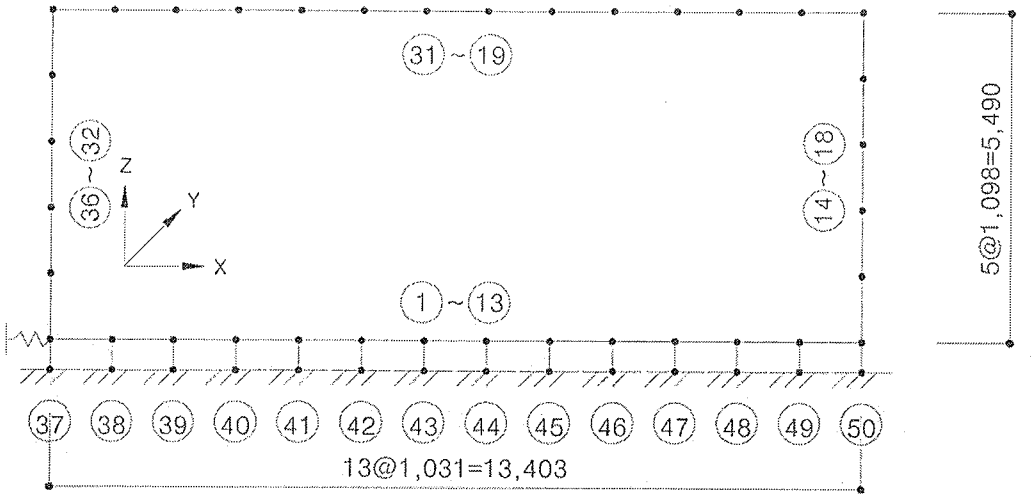
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

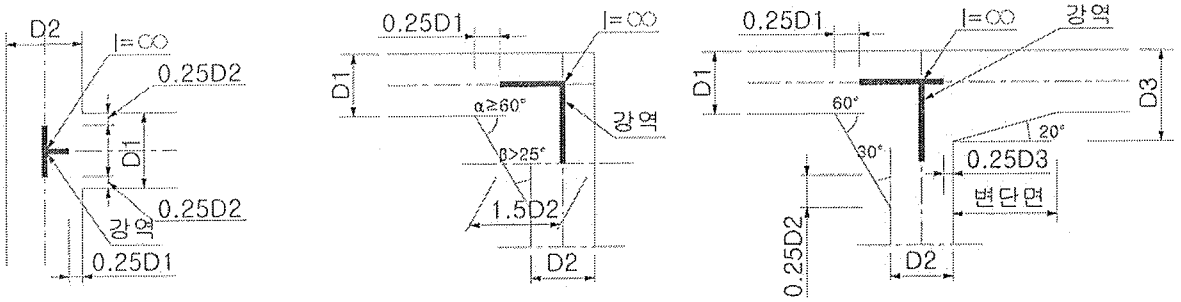
NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	1.700 × 1.000 = 1.700	0.40942	1~18,32~36
2	1.600 × 1.000 = 1.600	0.34133	19~31

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	26	6.186	5.990
2	1.031	0.500	27	5.155	5.990
3	2.062	0.500	28	4.124	5.990
4	3.093	0.500	29	3.093	5.990
5	4.124	0.500	30	2.062	5.990
6	5.155	0.500	31	1.031	5.990
7	6.186	0.500	32	0.000	5.990
8	7.217	0.500	33	0.000	4.892
9	8.248	0.500	34	0.000	3.794
10	9.279	0.500	35	0.000	2.696
11	10.310	0.500	36	0.000	1.598
12	11.341	0.500	37	0.000	0.000
13	12.372	0.500	38	1.031	0.000
14	13.403	0.500	39	2.062	0.000
15	13.403	1.598	40	3.093	0.000
16	13.403	2.696	41	4.124	0.000
17	13.403	3.794	42	5.155	0.000
18	13.403	4.892	43	6.186	0.000
19	13.403	5.990	44	7.217	0.000
20	12.372	5.990	45	8.248	0.000
21	11.341	5.990	46	9.279	0.000
22	10.310	5.990	47	10.310	0.000
23	9.279	5.990	48	11.341	0.000
24	8.248	5.990	49	12.372	0.000
25	7.217	5.990	50	13.403	0.000

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 32 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 ㎜

(2) 32 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(3) 19 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(4) 19 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1700 = 425 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1700 = 425 mm

(7) 14 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1700 = 425 mm

(8) 14 지점 - 슬래브 벽체 연결부

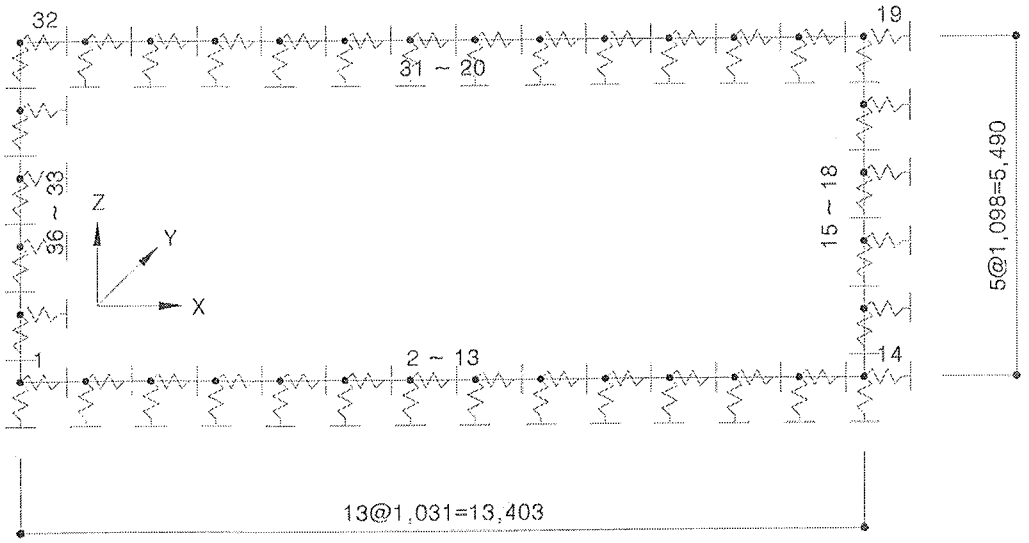
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1700 = 425 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

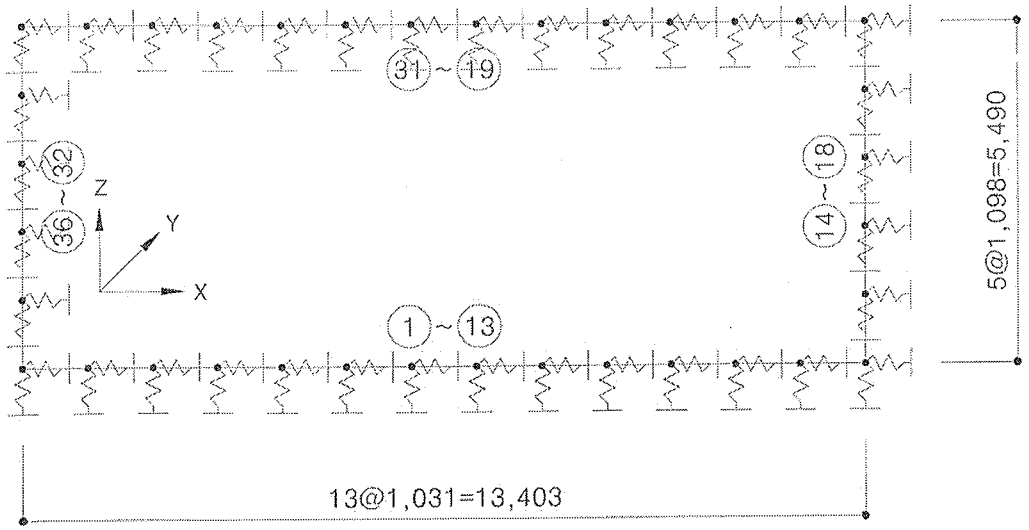
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

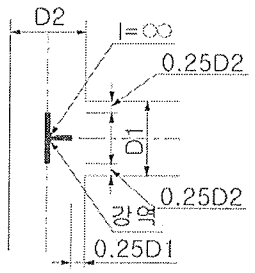
NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	1.700 × 1.000 = 1.700	0.40942	1~18,32~36
2	1.600 × 1.000 = 1.600	0.34133	19~31

3) 단면좌표

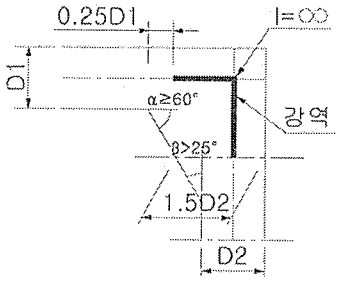
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	19	13.403	5.490
2	1.031	0.000	20	12.372	5.490
3	2.062	0.000	21	11.341	5.490
4	3.093	0.000	22	10.310	5.490
5	4.124	0.000	23	9.279	5.490
6	5.155	0.000	24	8.248	5.490
7	6.186	0.000	25	7.217	5.490
8	7.217	0.000	26	6.186	5.490
9	8.248	0.000	27	5.155	5.490
10	9.279	0.000	28	4.124	5.490
11	10.310	0.000	29	3.093	5.490
12	11.341	0.000	30	2.062	5.490
13	12.372	0.000	31	1.031	5.490
14	13.403	0.000	32	0.000	5.490
15	13.403	1.098	33	0.000	4.392
16	13.403	2.196	34	0.000	3.294
17	13.403	3.294	35	0.000	2.196
18	13.403	4.392	36	0.000	1.098

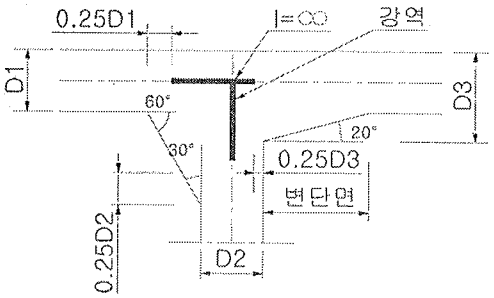
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 32 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(2) 32 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(3) 19 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(4) 19 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1700 = 425 ㎜

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1700 = 425 ㎜

(7) 14 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1700 = 425 ㎜

(8) 14 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1700 = 425 ㎜

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1.2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 28000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × L = √(15.103 × 9.990) = 12.28 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 2800C = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (12.283 / 0.3) $^{-3/4}$ = 5766.02 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.700/2 + 1.031/2) = 7874 kN/m	1,14
Kv2	Kv x (1.031/2 + 1.031/2) = 5945 kN/m	2~13
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	7

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 실트 섞인 점토(CL) (EL. : 9.392 ~ 0.050, N=9)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $9^{1/3}$ = 166.4 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 166.4 = 166.4 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 166.4^2 = 56450.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 56450.0 = 149028.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $9^{1/3}$ = 166.4 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 166.4 = 133.1 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 133.1^2 = 36117.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 36117.0 = 95348.9 kN/m²

(2) 실트 섞인 모래(SM) (EL. : 0.050 ~ -1.250, N=12)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $12^{1/3}$ = 183.2 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 183.2 = 183.2 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 183.2^2 = 68425.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 68425.0 = 180642.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $12^{1/3}$ = 183.2 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 183.2 = 146.6 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 146.6^2 = 43816.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 43816.0 = 115674.2 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,실트 섞인 점토(CL)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(15.103 × 9.990) = 12.283 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × = 1 / 0.3 × 2 × 149028.0 = 993520.00 kN/m³

Kv = 993520.000 × (12.283 / 0.3)$^{-3/4}$ = 61380.69 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 61380.690 = 20460.23 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 실트 섞인 모래(SM)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(15.103 × 9.990) = 12.283 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × = 1 / 0.3 × 2 × 180642.0 = 1204280.0 kN/m³

Kv = 1204280.000 × (12.283 / 0.3) $^{-3/4}$ = 74401.66 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 74401.660 = 24800.55 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 실트 섞인 점토(CL)

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(7.140 × 7.140) = 7.140 m

Kho = 1 / 0.3 × α × = 1 / 0.3 × 2 × 149028.0 = 993520.00 kN/m³

Kh = 993520.000 × (7.140 / 0.3) $^{-3/4}$ = 92202.75 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 92202.750 = 30734.25 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 실트 섞인 모래(SM)

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(7.140 × 7.140) = 7.140 m

Kho = 1 / 0.3 × α × = 1 / 0.3 × 2 × 180642.0 = 1204280.0 kN/m³

Kh = 1204280.000 × (7.140 / 0.3) $^{-3/4}$ = 111762.15 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 111762.150 = 37254.05 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.031/2 + 1.031/2) = 63283 kN/m	20~31
Ksb1	Ksb x (1.031/2 + 1.031/2) = 21094 kN/m	

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.098/2 + 1.098/2) = 101239 kN/m	15~18,33~36
Kss1	Kss x (1.098/2 + 1.098/2) = 33746 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.031/2 + 1.031/2) = 76708 kN/m	2~13
Ksb1	Ksb x (1.031/2 + 1.031/2) = 25569 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.700/2 + 1.031/2) = 101595 kN/m	1,14
Ksb1	Kh x (1.098/2 + 1.700/2) = 156355 kN/m	
Kv2	Kv x (1.031/2 + 1.700/2) = 83815 kN/m	19,32
Ksb2	Kh x (1.098/2 + 1.600/2) = 124382 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,실트 섞인 점토(CL)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(15.103 × 9.990) = 12.283 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × = 1 / 0.3 × 2 × 95348.9 = 635659.33 kN/m³

Kv = 635659.330 × (12.283 / 0.3)$^{-3/4}$ = 39271.69 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 39271.690 = 13090.56 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 실트 섞인 모래(SM)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(15.103 × 9.990) = 12.283 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × = 1 / 0.3 × 2 × 115674.2 = 771161.33 kN/m³

Kv = 771161.330 × (12.283 / 0.3)$^{-3/4}$ = 47643.14 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 47643.140 = 15881.05 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 실트 섞인 점토(CL)

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(7.140 × 7.140) = 7.140 m

Kho = 1 / 0.3 × α × = 1 / 0.3 × 2 × 95348.9 = 635659.33 kN/m³

Kh = 635659.330 × (7.140 / 0.3)$^{-3/4}$ = 58991.81 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 58991.810 = 19663.94 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 실트 섞인 모래(SM)

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(7.140 × 7.140) = 7.140 m

Kho = 1 / 0.3 × α × = 1 / 0.3 × 2 × 115674.2 = 771161.33 kN/m³

Kh = 771161.330 × (7.140 / 0.3)$^{-3/4}$ = 71566.95 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 71566.950 = 23855.65 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.031/2 + 1.031/2) = 40489 kN/m	20~31
Ksb1	Ksb x (1.031/2 + 1.031/2) = 13496 kN/m	

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.098/2 + 1.098/2) = 64773 kN/m	15~18,33~36
Kss1	Kss x (1.098/2 + 1.098/2) = 21591 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.031/2 + 1.031/2) = 49120 kN/m	2~13
Ksb1	Ksb x (1.031/2 + 1.031/2) = 16373 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.700/2 + 1.031/2) = 65057 kN/m	1,14
Ksb1	Kh x (1.098/2 + 1.700/2) = 100122 kN/m	
Kv2	Kv x (1.031/2 + 1.700/2) = 53625 kN/m	19,32
Ksb2	Kh x (1.098/2 + 1.600/2) = 79580 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

	성능 / 기존 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
설계지진	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수,I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반 분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.400 × 23.00	= 9.200 kN/m²
- 토 사	: 3.310 × 19.00	= 62.897 kN/m²
	∴ Total Wd1	= 72.097 kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.400 × 23.00	= 9.200 kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.600 × 19.00	= 11.400 kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 2.710 × 10.00	= 27.104 kN/m²
	∴ Total Wd2	= 47.704 kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D.m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D.m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 3.710m

- Wl1 = 15.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 15.000 × 0.5(= 7.500 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1	= (0.400 × 23.000 + 4.110 × 19.000) × 0.500	= 43.649 kN/m²
Wh2	= 43.649 + 1.098 × 19.000 × 0.500	= 54.080 kN/m²
Wh3	= 54.080 + 1.098 × 19.000 × 0.500	= 64.511 kN/m²
Wh4	= 64.511 + 1.098 × 19.000 × 0.500	= 74.942 kN/m²
Wh5	= 74.942 + 1.098 × 19.000 × 0.500	= 85.373 kN/m²
Wh6	= 85.373 + 1.098 × 19.000 × 0.500	= 95.804 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.400 × 23.000 + 0.600 × 19.000 + 3.510 × = 27.852 kN/m²

Wh2 = 27.852 + 1.098 × 10.000 × 0.500 = 33.342 kN/m²

Wh3 = 33.342 + 1.098 × 10.000 × 0.500 = 38.832 kN/m²

Wh4 = 38.832 + 1.098 × 10.000 × 0.500 = 44.322 kN/m²

Wh5 = 44.322 + 1.098 × 10.000 × 0.500 = 49.812 kN/m²

Wh6 = 49.812 + 1.098 × 10.000 × 0.500 = 55.302 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 2.710 × 10.000 = 27.104 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 3.510 × 10.000 = 35.104 kN/m²

Ww3 = 35.104 + 1.098 × 10.000 = 46.084 kN/m²

Ww4 = 46.084 + 1.098 × 10.000 = 57.064 kN/m²

Ww5 = 57.064 + 1.098 × 10.000 = 68.044 kN/m²

Ww6 = 68.044 + 1.098 × 10.000 = 79.024 kN/m²

Ww7 = 79.024 + 1.098 × 10.000 = 90.004 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww8 = (3.710 + 7.140 - 1.000) × 10.000 = 98.504 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	0.008	248.600	198.900	19.000	0.000	0.000
실트섞인모래(SM)	2.200	153.000	122.400	20.000	0.058	0.072
실트섞인점토(CL)	7.200	166.400	133.100	20.000	0.173	0.216
실트섞인모래(SM)	1.300	183.200	146.600	20.000	0.028	0.035
모래와자갈섞인호박돌	0.900	183.200	146.600	20.000	0.020	0.025
풍화토	4.100	217.200	173.800	20.000	0.076	0.094
연암(SR)	14.292	294.700	235.800	20.000	0.194	0.242
계					0.549	0.684

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.549 = 0.686	1.25 Tg' = 1.25 × 0.684 = 0.855

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

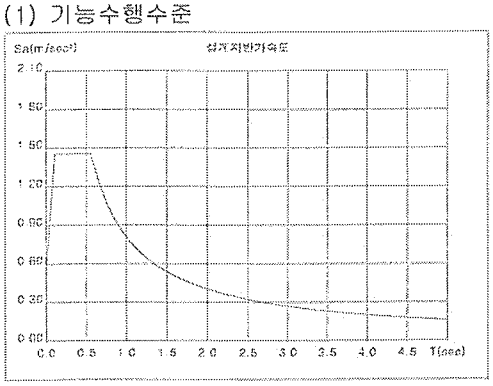
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.174 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.929 m/s²

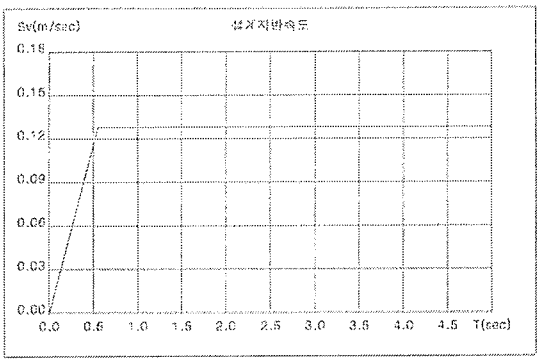
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.686 / 2π × 1.174 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.855 / 2π × 1.929 = 0.262 m/s

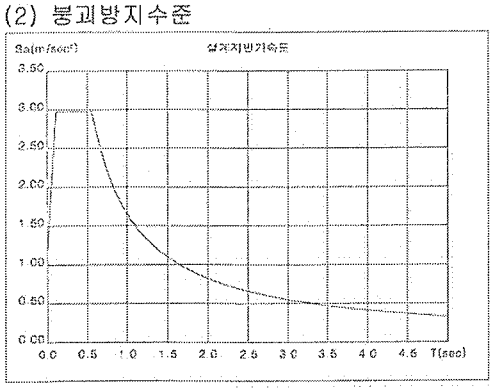
6) 설계응답 응답스펙트럼

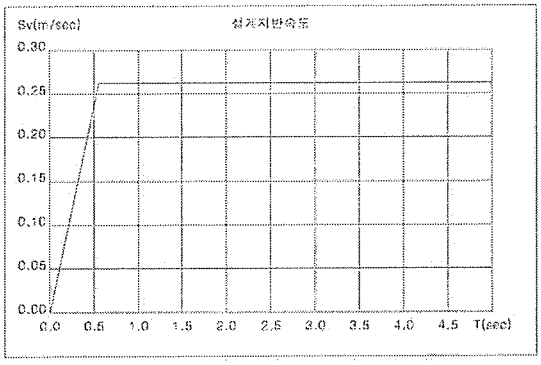
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 4.510 m
- 하부슬래브 EL. = 10.000 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.686 \times \cos(\pi \times 4.510 / (2 \times 30.000)) = 0.017300$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.686 \times \cos(\pi \times 10.000 / (2 \times 30.000)) = 0.015410$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.855 \times \cos(\pi \times 4.510 / (2 \times 30.000)) = 0.044134$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.855 \times \cos(\pi \times 10.000 / (2 \times 30.000)) = 0.039312$

$Po = Ksb.top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 20460.230 \times (0.017300 - 0.015410) = 38.670\ kN/m^2$	$Po = 13090.560 \times (0.044134 - 0.039312) = 63.123\ kN/m^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m^3)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m^2)
4.510	92202.750	0.017300	0.001890	174.263
5.608	92202.750	0.017032	0.001622	149.553
6.706	92202.750	0.016708	0.001298	119.679
7.804	92202.750	0.016329	0.000919	84.734
8.902	92202.750	0.015895	0.000485	44.718
10.000	111762.150	0.015410	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m^3)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m^2)
4.510	58991.810	0.044134	0.004822	284.459
5.608	58991.810	0.043451	0.004139	244.167
6.706	58991.810	0.042624	0.003312	195.381
7.804	58991.810	0.041657	0.002345	138.336
8.902	58991.810	0.040551	0.001239	73.091
10.000	71566.950	0.039312	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

$Vu = Gd \times Uh1,\ Vb = Gd \times Uh2,\ Vs = (Vu + Vb) / 2$

$Uh1 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zu/(2 \times H))$

$Uh2 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zb/(2 \times H))$

구분	기능수행수준(kN/m^2)	붕괴방지수준(kN/m^2)
Vu	$56450.000 \times 0.000177 = 9.990$	$36117.000 \times 0.000453 = 16.360$
Vb	$68425.000 \times 0.000429 = 29.350$	$43816.000 \times 0.001096 = 48.020$
Vs	$(9.990 + 29.350) / 2 = 19.670$	$(16.360 + 48.020) / 2 = 32.190$

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.600×25.000×0.074×(1 - 0.015×3.660) = 2.797	fu = 1.600×25.000×0.182×(1 - 0.015×3.660) = 6.880

② 하부슬래브

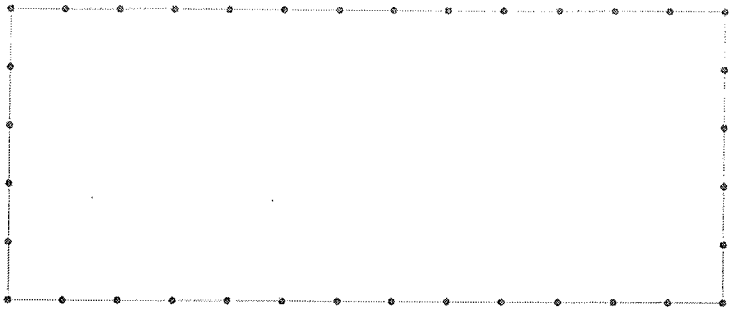
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.700×25.000×0.074×(1 - 0.015×9.150) = 2.713	fb = 1.700×25.000×0.182×(1 - 0.015×9.150) = 6.673

③ 측벽

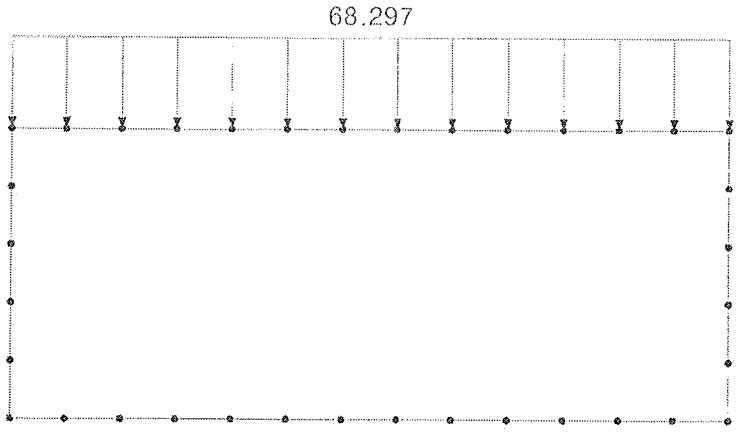
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×3.660) = 2.972	f1 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×3.660) = 7.310
f2 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×4.758) = 2.921	f2 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×4.758) = 7.183
f3 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×5.856) = 2.869	f3 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×5.856) = 7.056
f4 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×6.954) = 2.817	f4 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×6.954) = 6.928
f5 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×8.052) = 2.765	f5 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×8.052) = 6.801
f6 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×9.150) = 2.713	f6 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×9.150) = 6.673

10. 하 중 재 하 (상시)

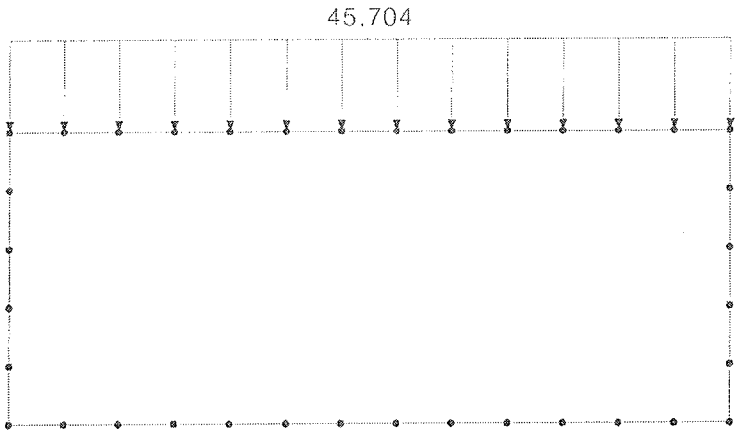
1) CASE1 - 구체자중(SW)



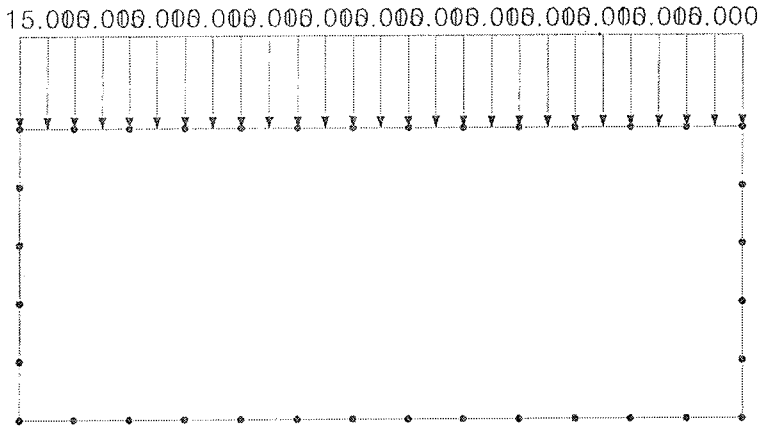
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



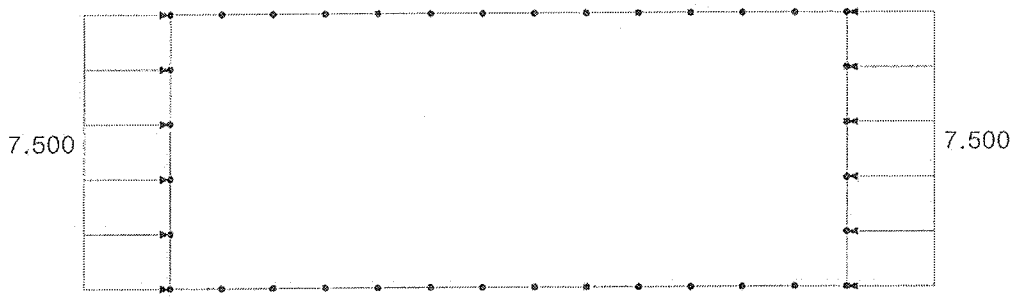
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



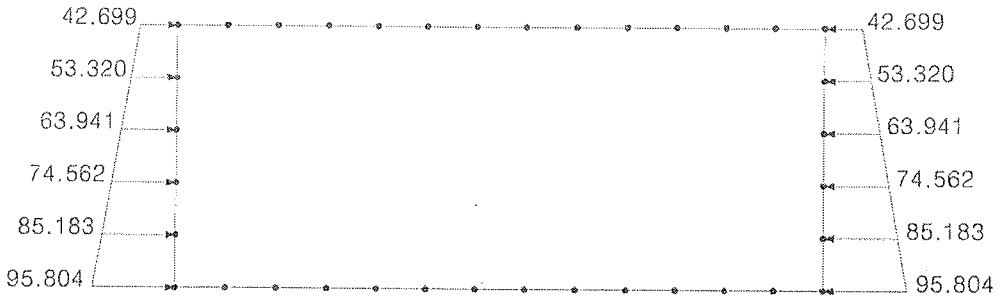
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



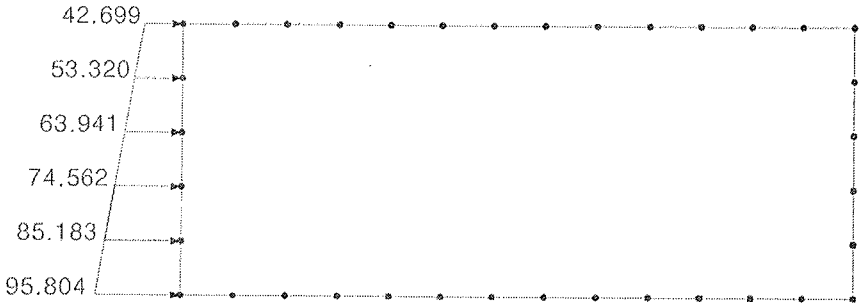
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



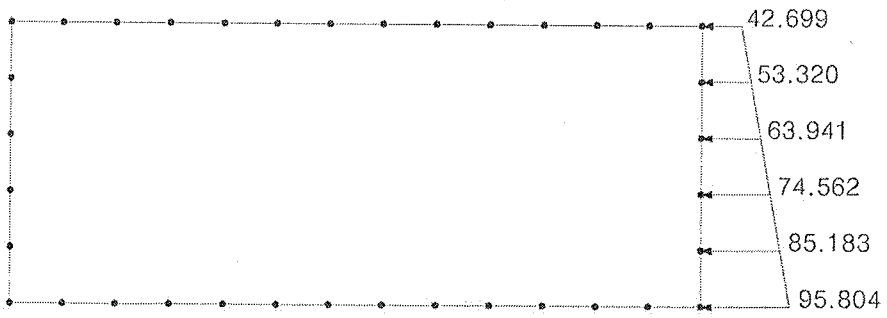
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



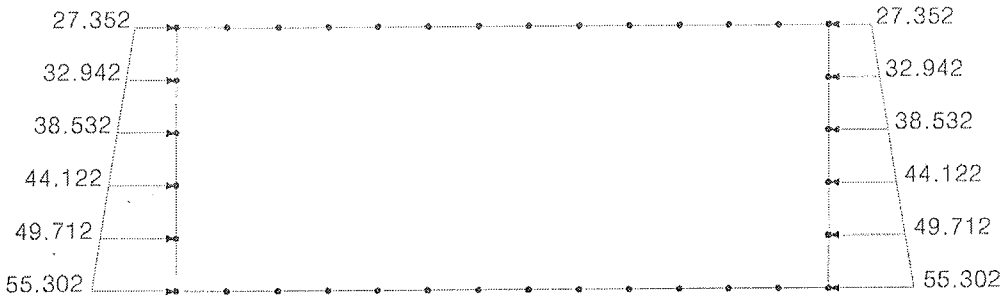
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



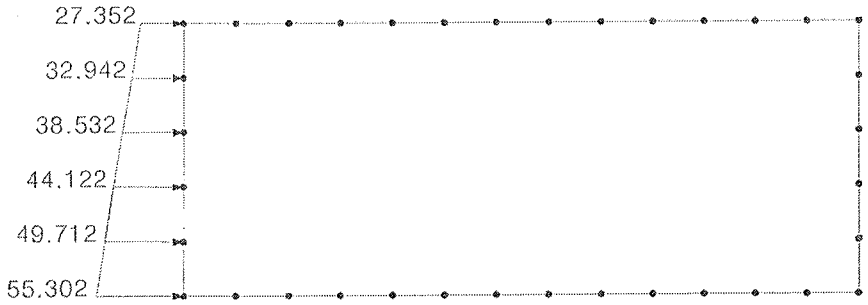
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



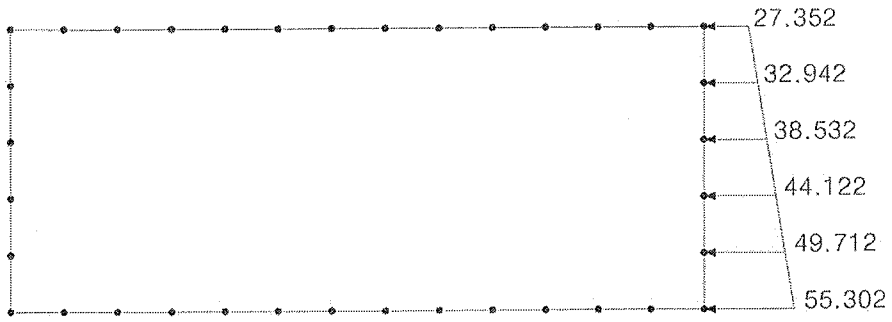
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



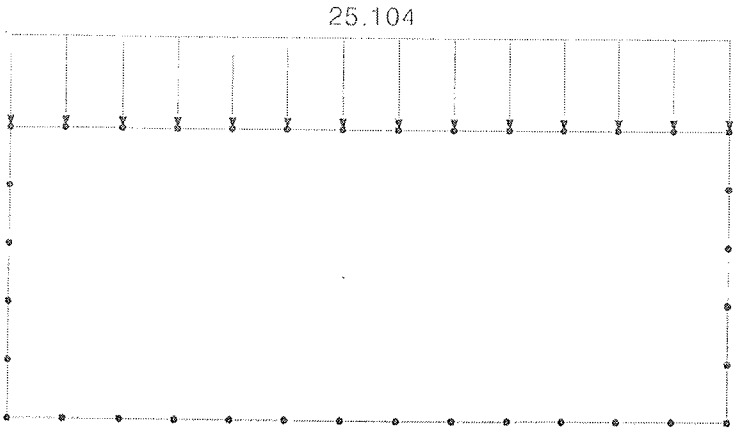
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



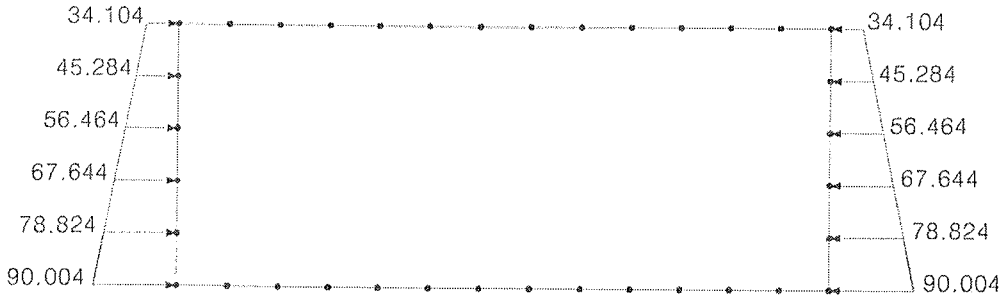
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



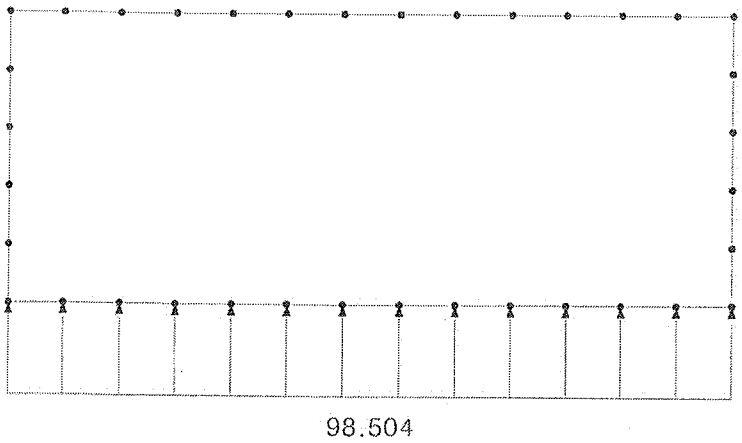
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



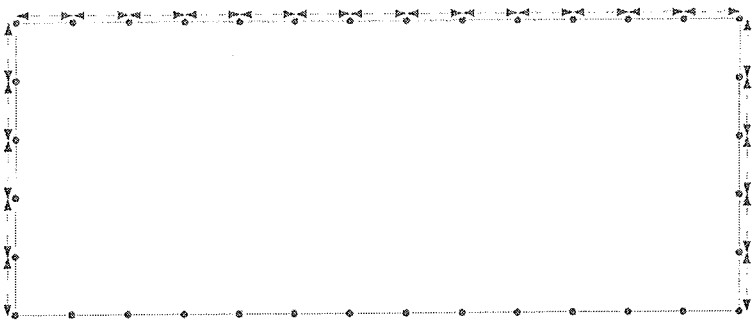
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



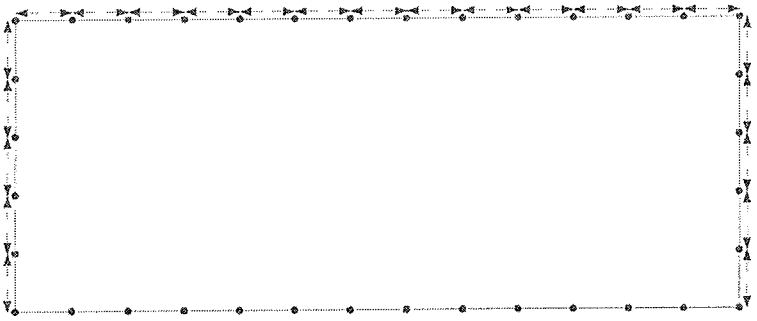
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



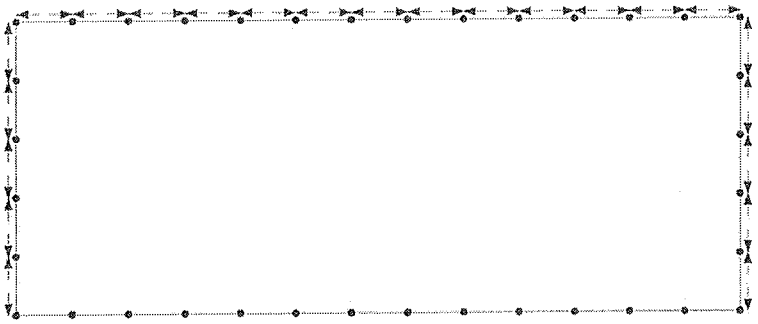
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

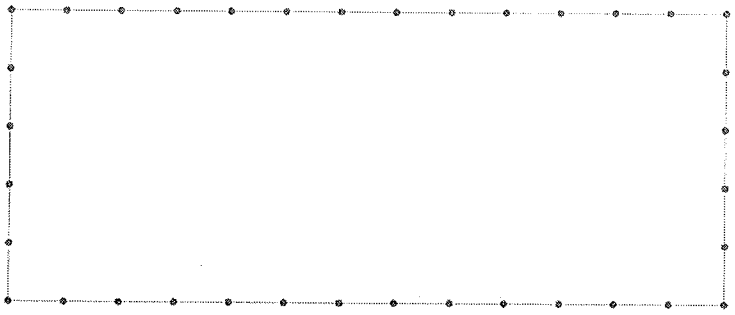


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

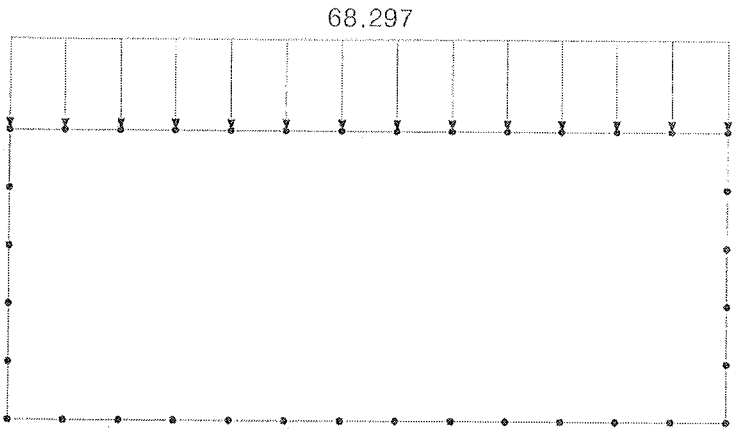


11. 하중 재하 (기능수행)

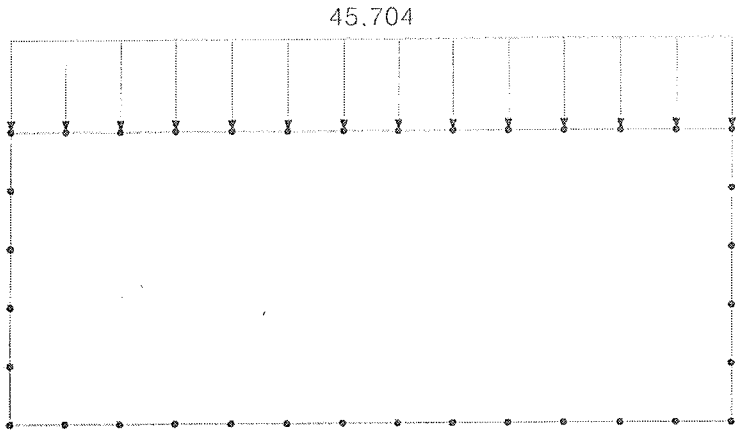
1) CASE1 - 구체자중(SW)



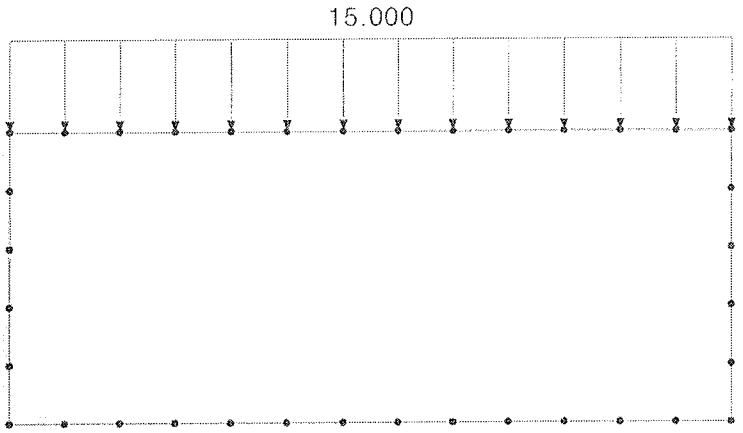
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



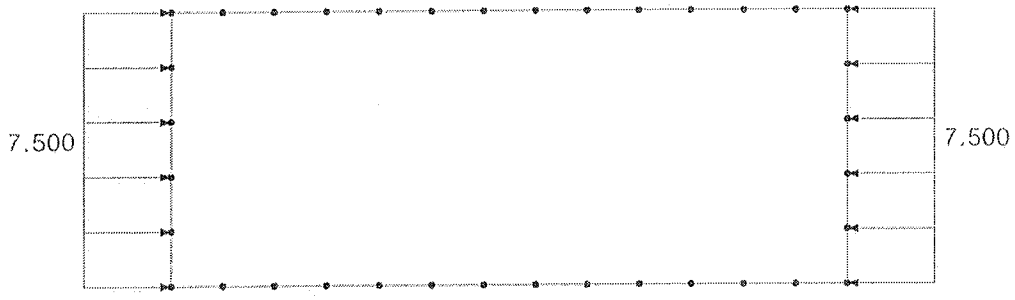
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



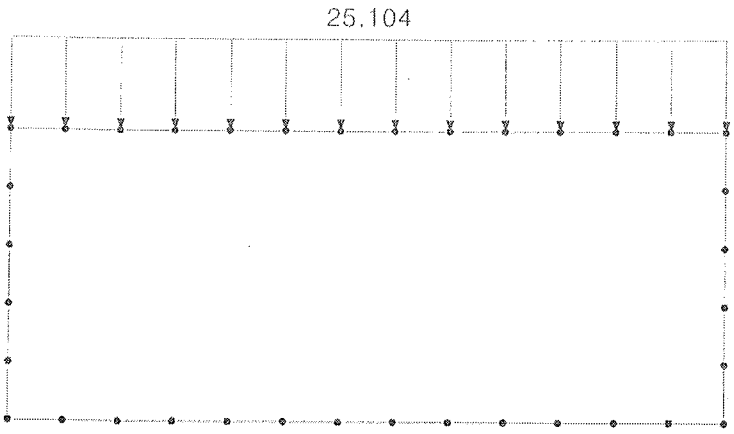
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



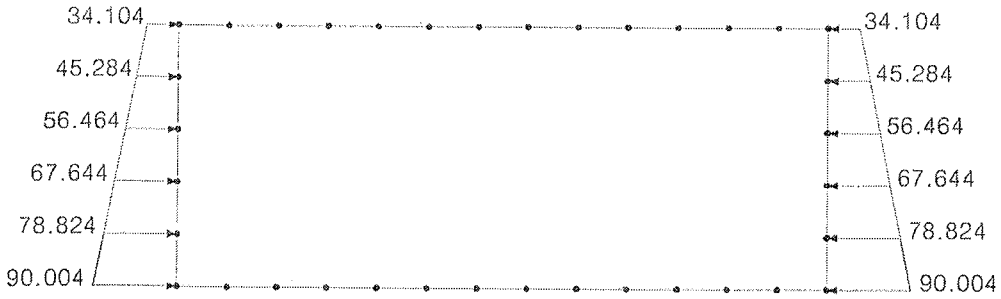
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



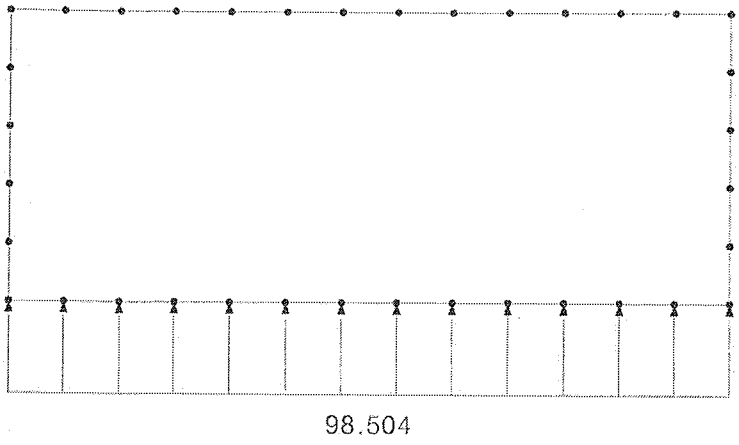
6) CASE6 - 연직수압(WATERV)



7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

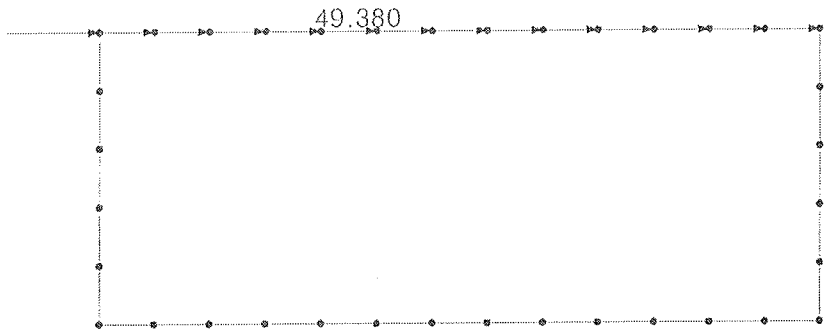


8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)

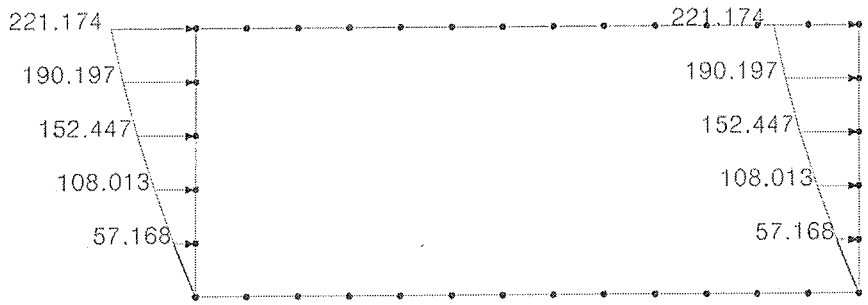


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

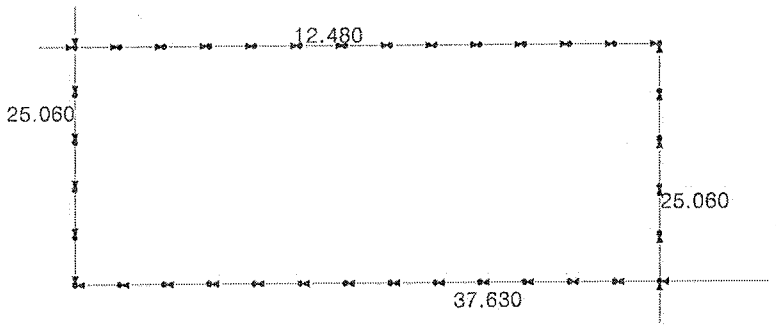
9) CASE9 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



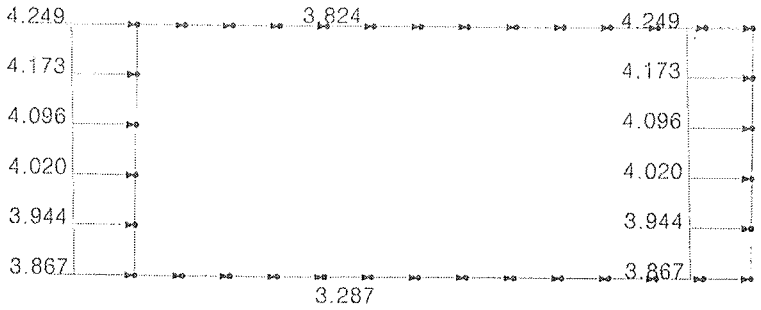
10) CASE10 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



11) CASE11 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

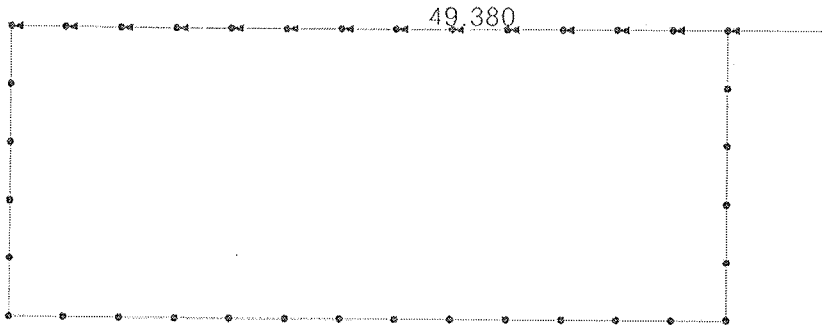


12) CASE12 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

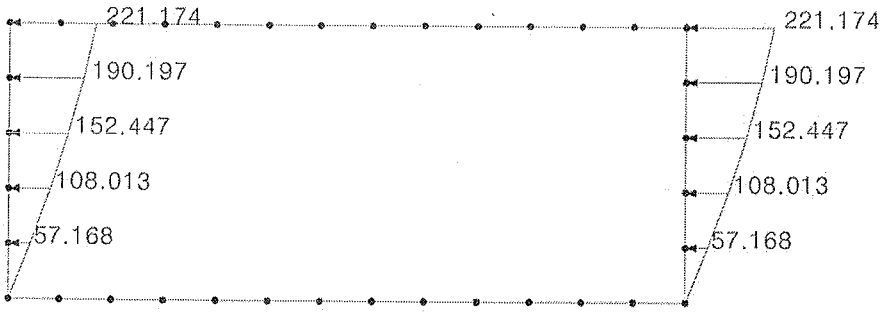


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

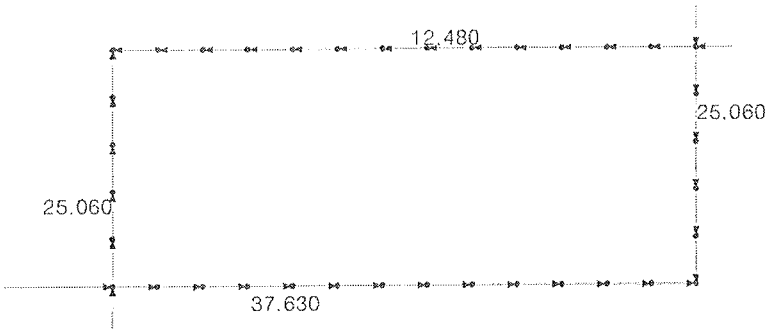
13) CASE13 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



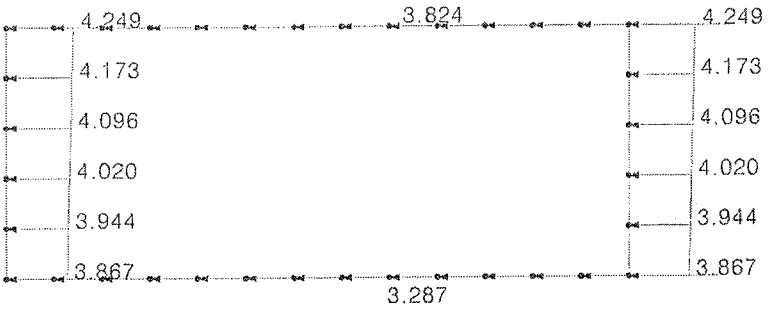
14) CASE14 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



15) CASE15 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

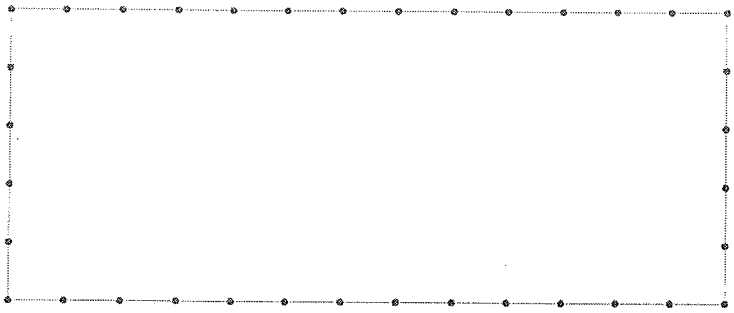


16) CASE16 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

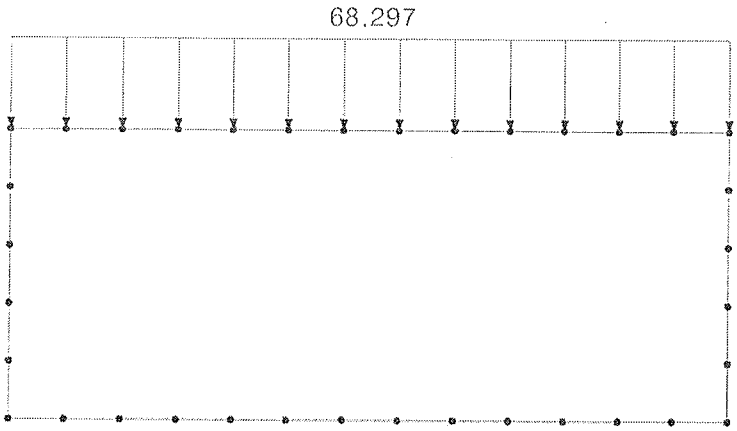


12. 하중 재하 (붕괴방지)

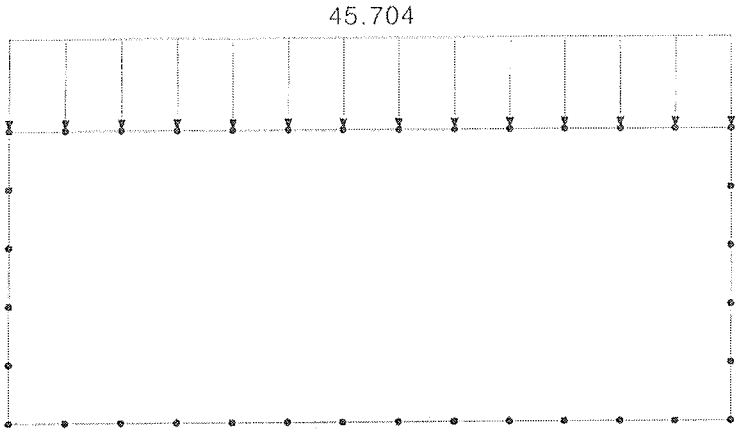
1) CASE1 - 구체자중(SW)



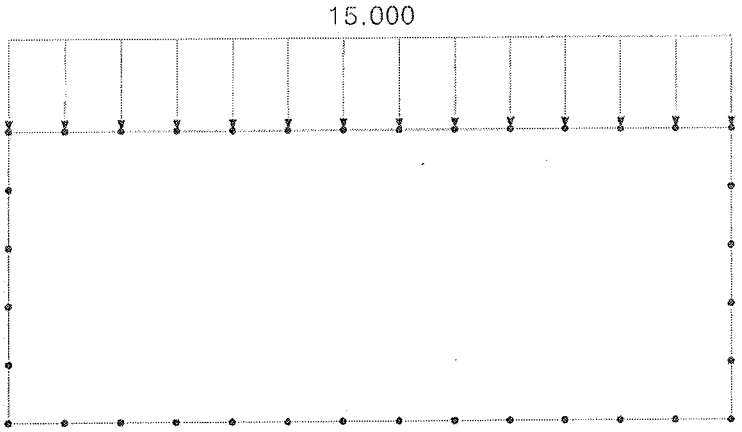
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



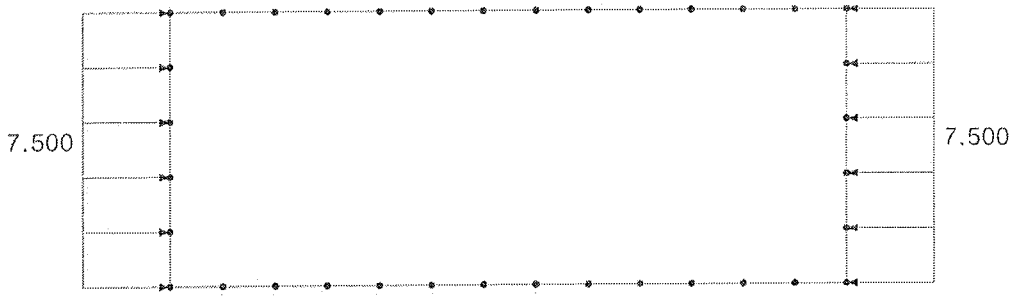
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



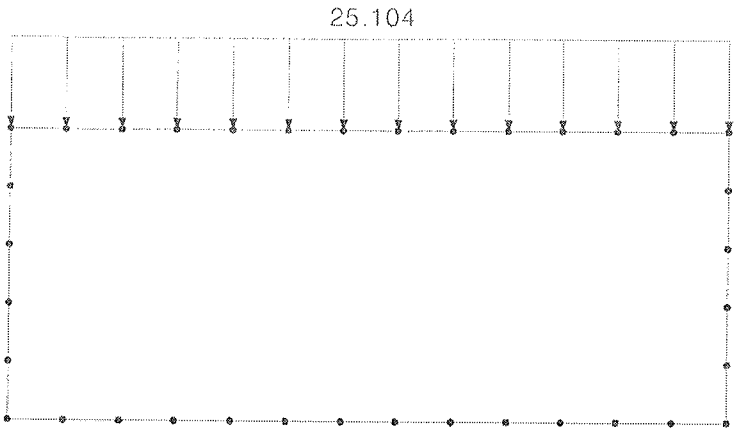
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



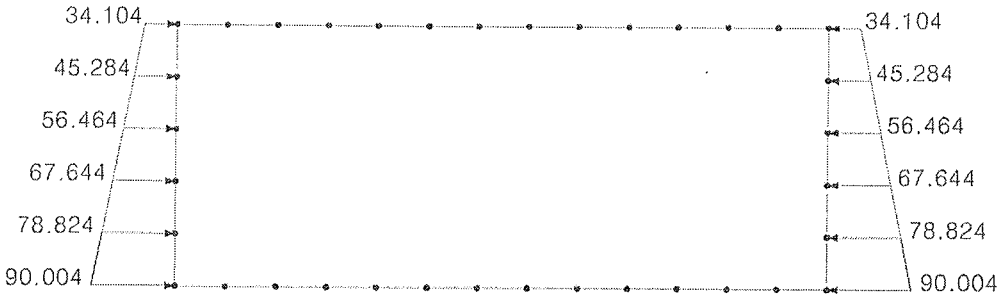
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



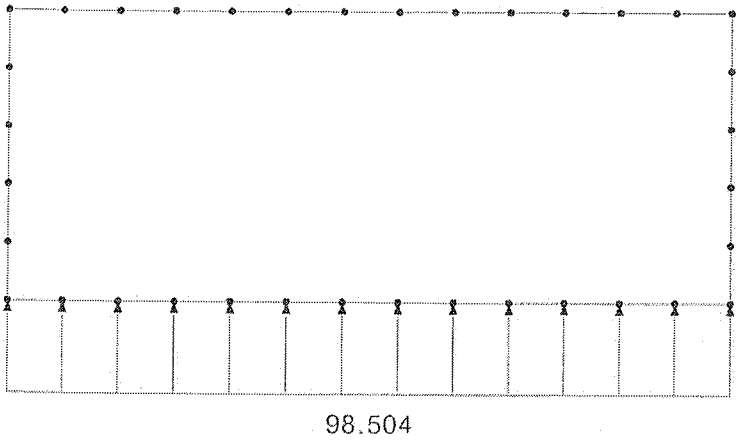
6) CASE6 - 연직수압(WATERV)



7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

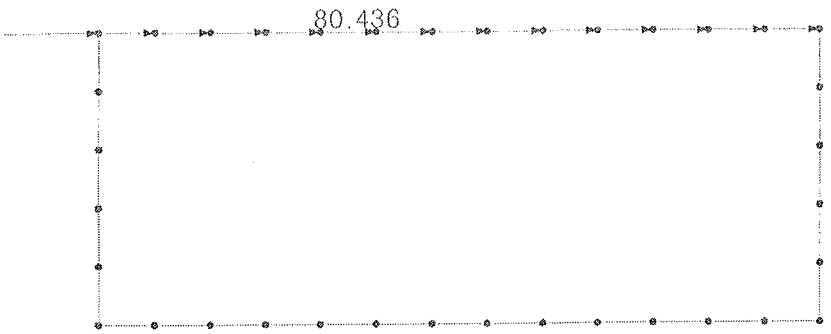


8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)

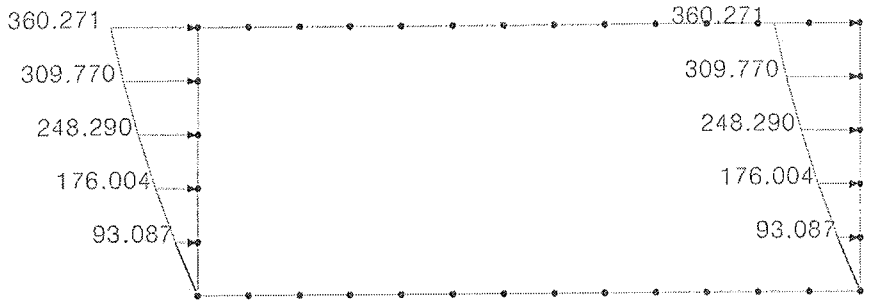


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

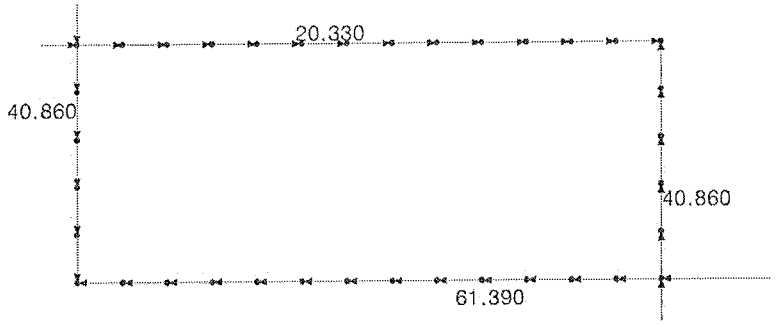
9) CASE9 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



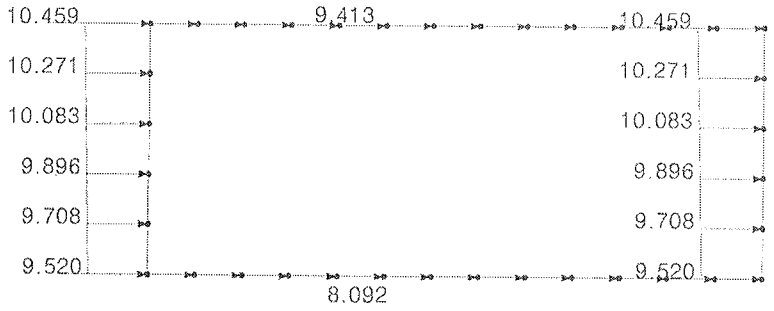
10) CASE10 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



11) CASE11 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

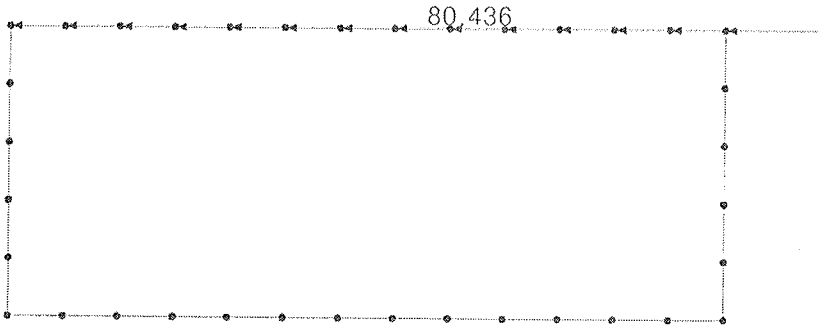


12) CASE12 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

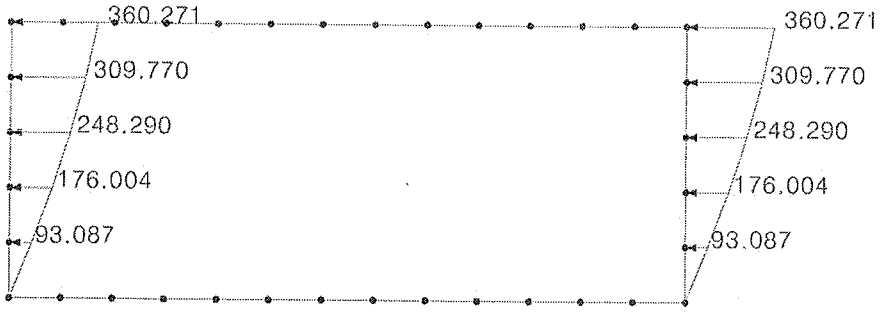


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

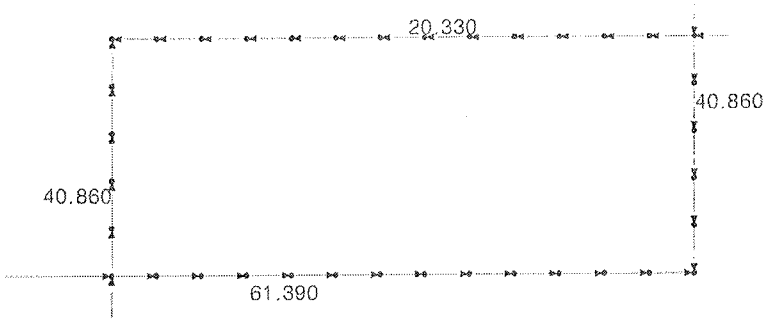
13) CASE13 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



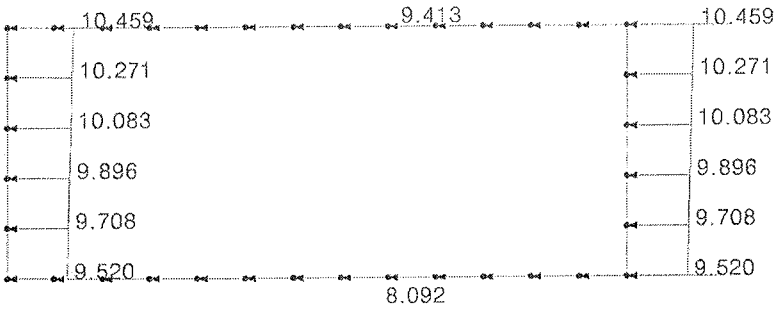
14) CASE14 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



15) CASE15 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



16) CASE16 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.962, h = 3.710 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.540	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.540	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.540	1.600	1.600	1.200	1.540	●
LC7	1.200	1.540	1.600	0.800	1.200	1.540	●
LC8	0.900	0.900		1.600		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	●

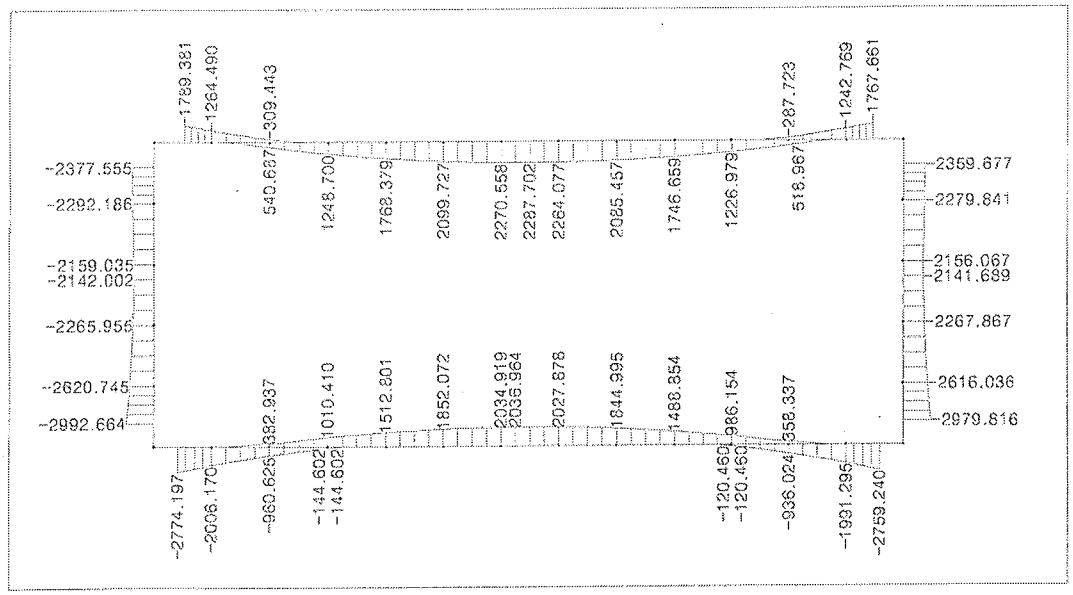
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.400	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.400	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.400	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.400	●

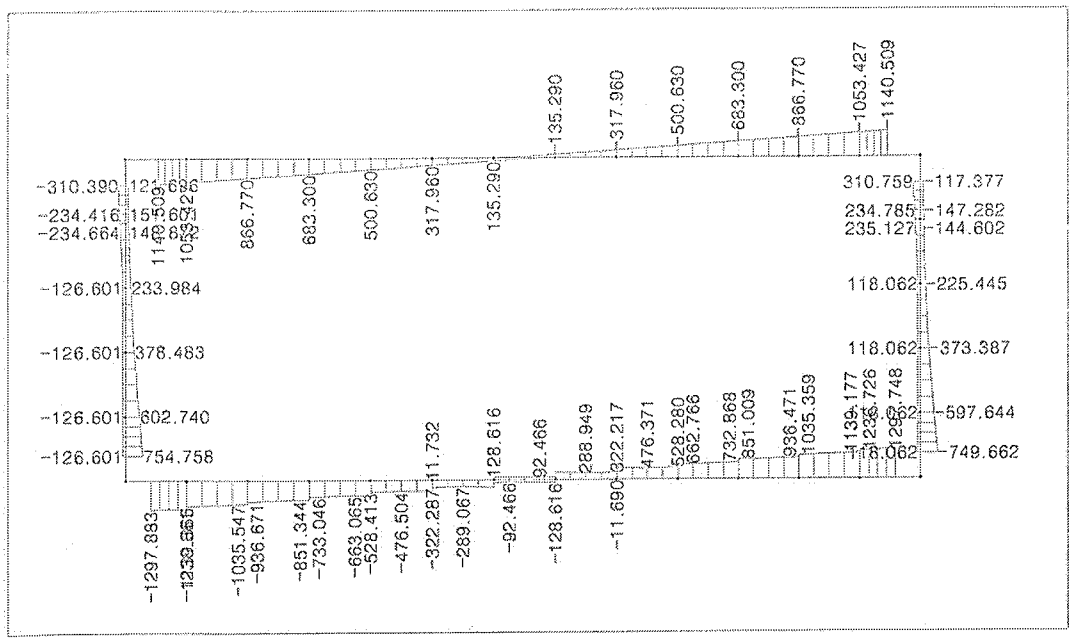
14. 단면력정리

14.1 상시

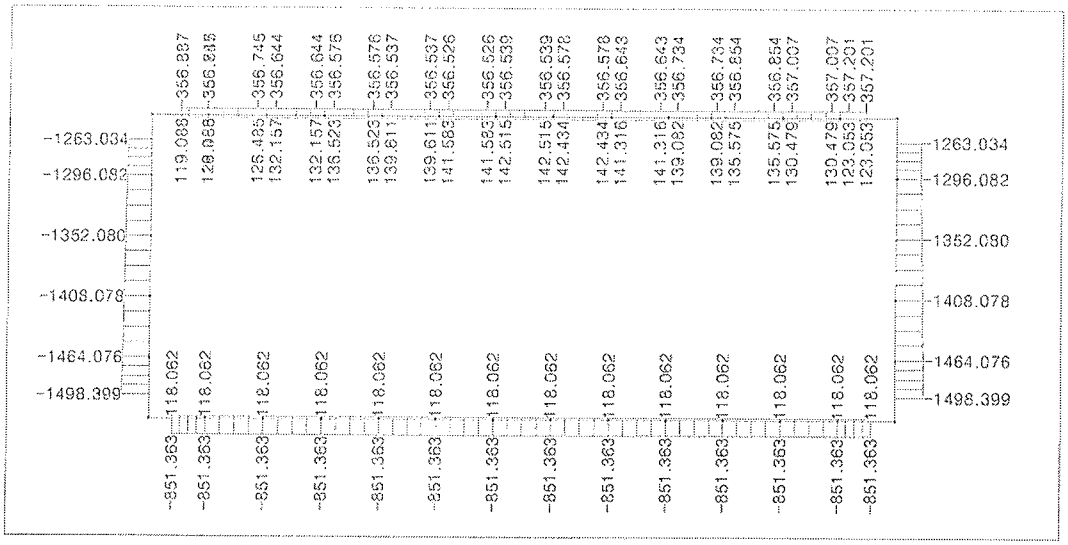
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



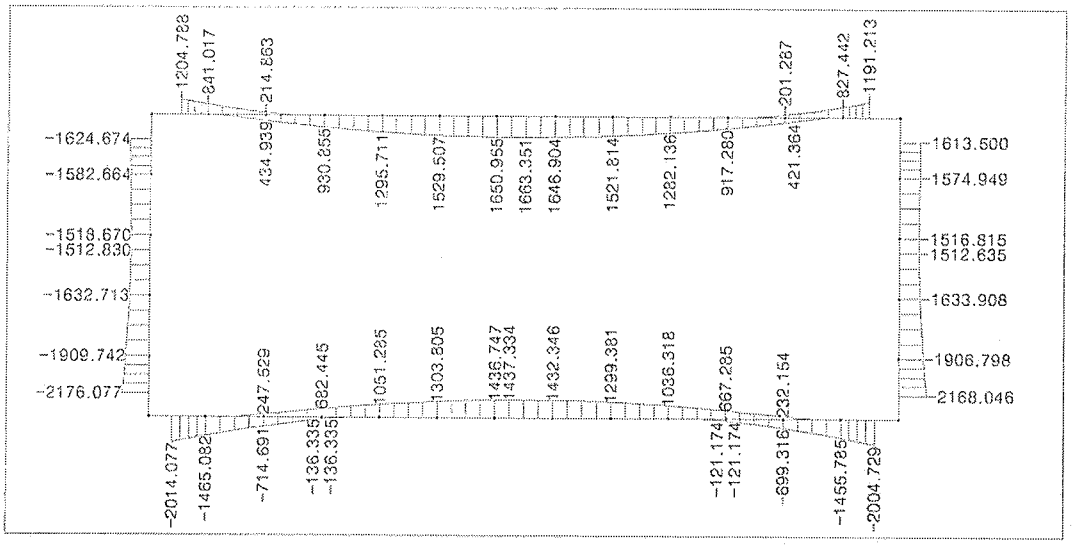
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

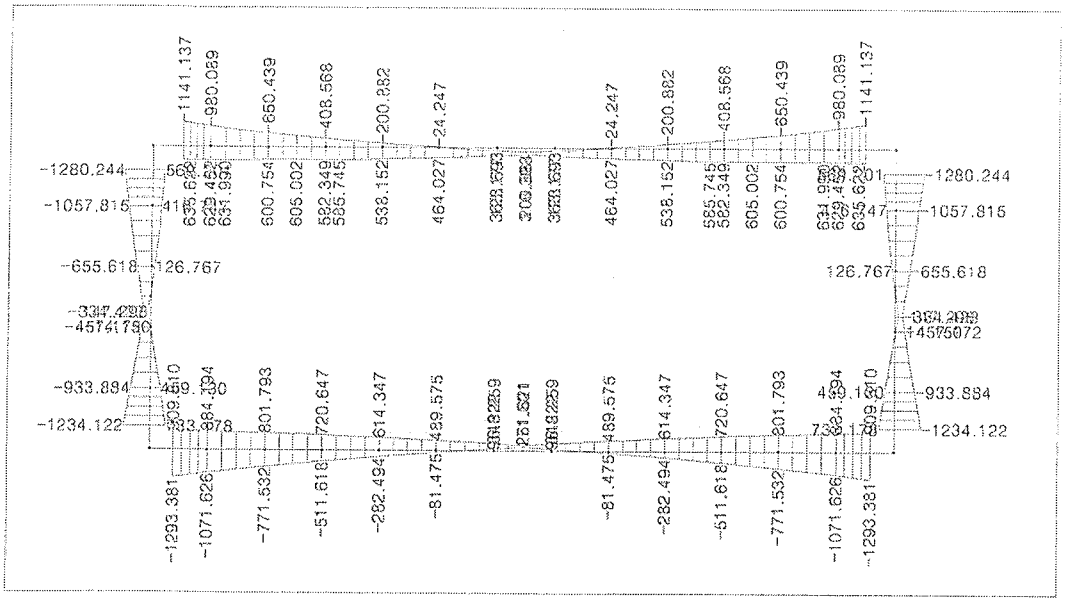


5) 단면력 정리

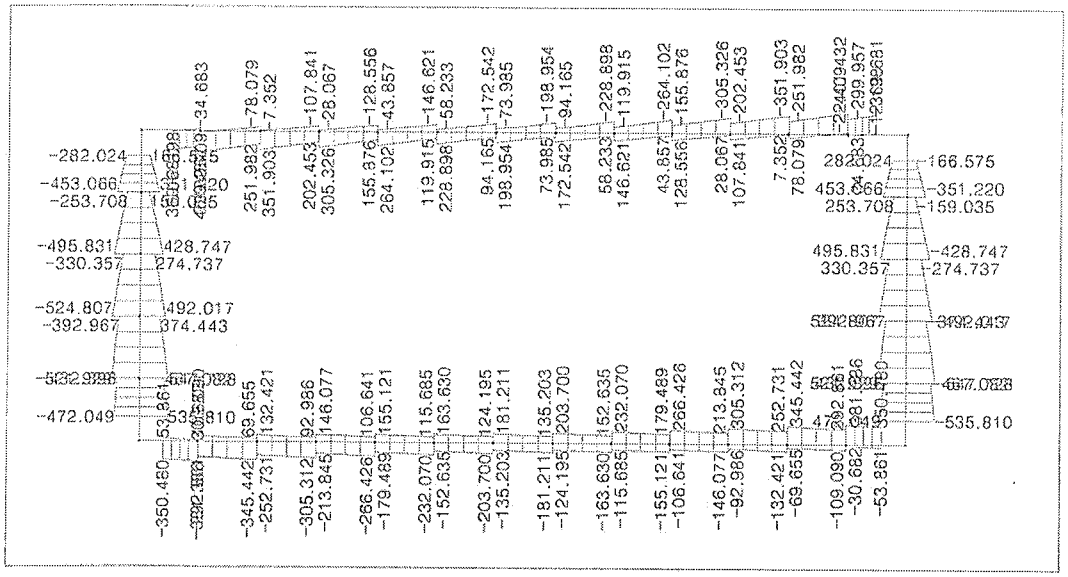
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1789.38	814.94	356.89	1204.79	1000.00	1766.67	
		중앙부	2	2287.70	44.04	356.54	1663.35	1000.00	1600.00	
		우측	3	1767.66	814.94	357.20	1191.21	1000.00	1766.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	2774.20	897.60	851.36	2014.08	1000.00	1700.00	
		중앙부	5	2036.96	115.46	851.36	1437.33	1000.00	1700.00	
		우측	6	2759.24	897.40	851.36	2004.73	1000.00	1700.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	2377.56	247.14	1263.03	1624.67	1000.00	1866.67	
		추가1	8	2163.19	299.20	1380.08	1540.85	1000.00	1700.00	
		중앙부	9	0.00	324.56	1498.40	0.00	1000.00	1700.00	
		하부	10	2992.66	324.56	1498.40	2176.08	1000.00	1700.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	2359.68	238.60	1263.03	1613.50	1000.00	1866.67	
		추가1	12	2163.71	290.41	1380.08	1541.17	1000.00	1700.00	
		중앙부	13	0.00	316.02	1498.40	0.00	1000.00	1700.00	
		하부	14	2979.82	316.02	1498.40	2168.05	1000.00	1700.00	

14.2 지진시(기능수행)

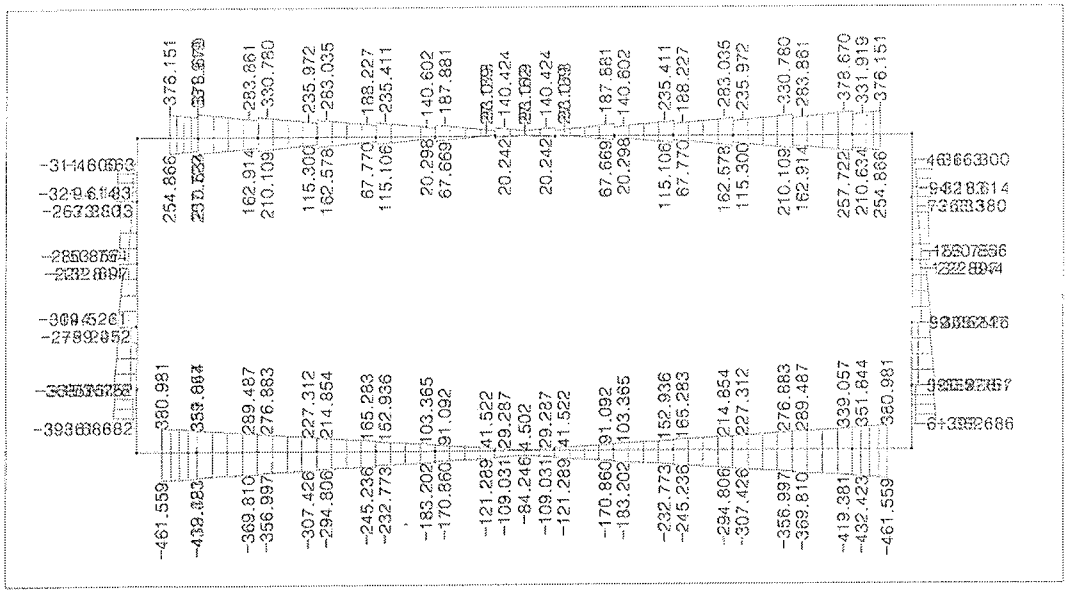
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

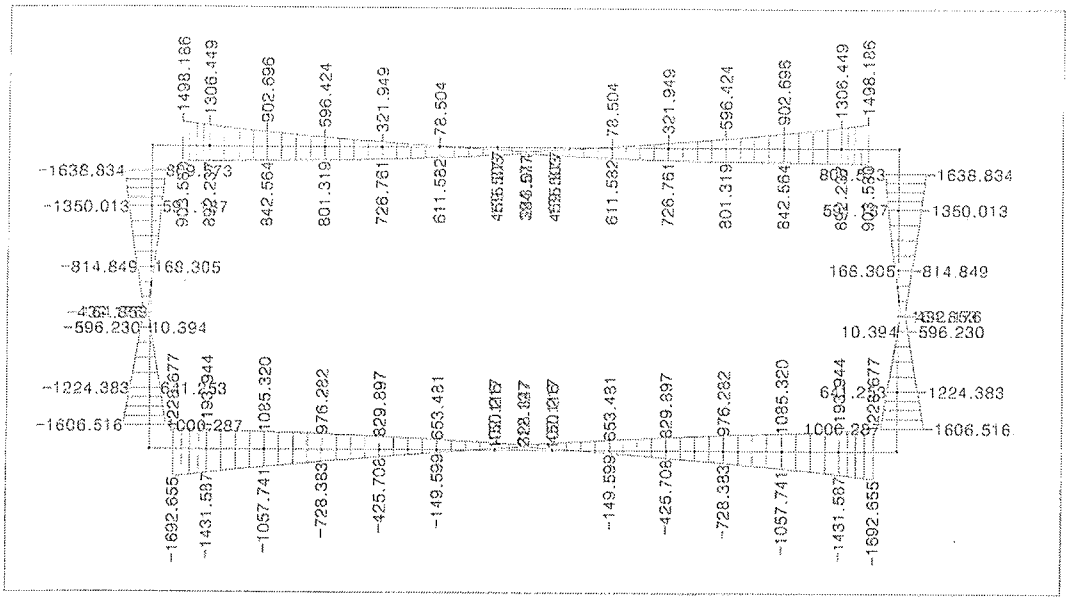


4) 단면력 정리

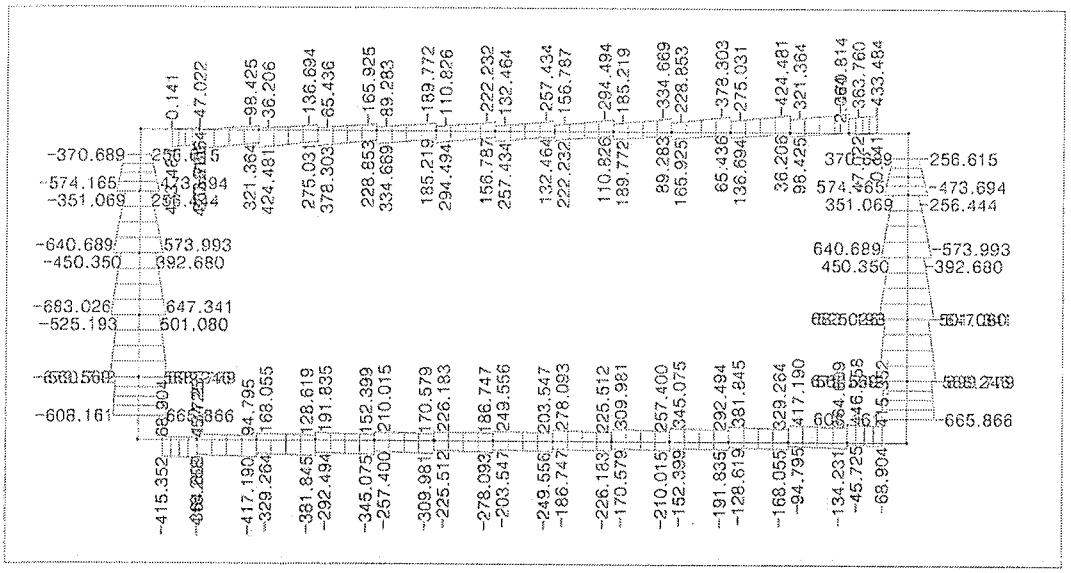
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1141.14	310.16	376.15	1000.00	1766.67	
		중앙부	2	318.40	124.30	93.02	1000.00	1600.00	
		우측	3	1141.14	310.16	376.15	1000.00	1766.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1293.38	272.52	461.56	1000.00	1700.00	
		중앙부	5	303.25	168.05	96.64	1000.00	1700.00	
		우측	6	1293.38	272.52	461.56	1000.00	1700.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	1280.24	350.98	311.30	1000.00	1866.67	
		추가1	8	447.67	432.38	311.30	1000.00	1700.00	
		중앙부	9	733.18	468.20	393.69	1000.00	1700.00	
		하부	10	1234.12	468.20	393.69	1000.00	1700.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	1280.24	350.98	311.30	1000.00	1866.67	
		추가1	12	447.67	432.02	393.69	1000.00	1700.00	
		중앙부	13	733.18	468.20	393.69	1000.00	1700.00	
		하부	14	1234.12	468.20	393.69	1000.00	1700.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

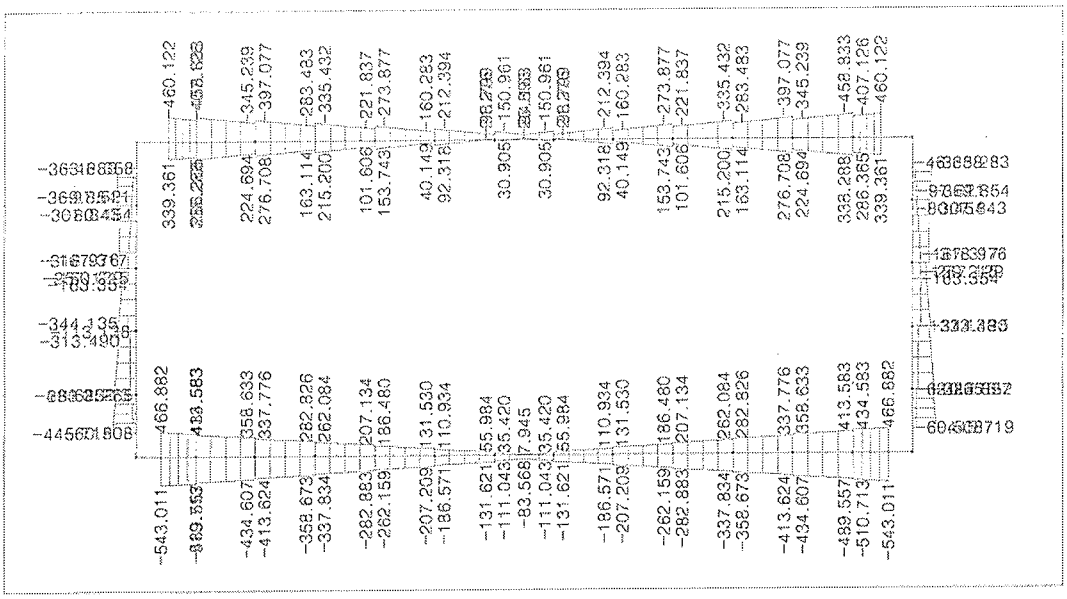
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1498.19	382.73	460.12	1000.00	1766.67	
		중앙부	2	384.58	182.78	94.16	1000.00	1600.00	
		우측	3	1498.19	382.73	460.12	1000.00	1766.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1692.66	349.05	543.01	1000.00	1700.00	
		중앙부	5	387.59	236.40	97.31	1000.00	1700.00	
		우측	6	1692.66	349.05	543.01	1000.00	1700.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	1638.83	475.57	363.28	1000.00	1866.67	
		추가1	8	534.96	573.29	363.28	1000.00	1700.00	
		중앙부	9	1000.29	615.78	445.72	1000.00	1700.00	
		하부	10	1606.52	615.78	445.72	1000.00	1700.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	1638.83	475.57	363.28	1000.00	1866.67	
		추가1	12	534.96	572.86	445.72	1000.00	1700.00	
		중앙부	13	1000.29	615.78	445.72	1000.00	1700.00	
		하부	14	1606.52	615.78	445.72	1000.00	1700.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-1789.38	-	-1498.19	-1141.14	-1789.38	
		중앙부	2	2287.70	-	384.58	318.40	2287.70	
		우측	3	-1767.66	-	-1498.19	-1141.14	-1767.66	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-2774.20	-	-1692.66	-1293.38	-2774.20	
		중앙부	5	2036.96	-	387.59	303.25	2036.96	
		우측	6	-2759.24	-	-1692.66	-1293.38	-2759.24	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-2377.56	-	-1638.83	-1280.24	-2377.56	
		추가1	8	-2163.19	-	-534.96	-447.67	-2163.19	
		중앙부	9	-	-	1000.29	733.18	1000.29	
		하부	10	-2992.66	-	-1606.52	-1234.12	-2992.66	
우측 벽체	1 층	상부	11	-2359.68	-	-1638.83	-1280.24	-2359.68	
		추가1	12	-2163.71	-	-534.96	-447.67	-2163.71	
		중앙부	13	-	-	1000.29	733.18	1000.29	
		하부	14	-2979.82	-	-1606.52	-1234.12	-2979.82	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	814.94	-	382.73	310.16	814.94	
		중앙부	2	-44.04	-	-182.78	-124.30	-182.78	
		우측	3	-814.94	-	-382.73	-310.16	-814.94	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-897.60	-	-349.05	-272.52	-897.60	
		중앙부	5	115.46	-	236.40	168.05	236.40	
		우측	6	897.40	-	349.05	272.52	897.40	
좌측 벽체	1 층	상부	7	247.14	-	-475.57	-350.98	-475.57	
		추가1	8	299.20	-	-573.29	-432.38	-573.29	
		중앙부	9	324.56	-	-615.78	-468.20	-615.78	
		하부	10	324.56	-	-615.78	-468.20	-615.78	
우측 벽체	1 층	상부	11	-238.60	-	475.57	350.98	475.57	
		추가1	12	-290.41	-	572.86	432.02	572.86	
		중앙부	13	-316.02	-	615.78	468.20	615.78	
		하부	14	-316.02	-	615.78	468.20	615.78	

3) 축력 (kN)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측	1	-356.89	-	-460.12	-376.15	-460.12	
		중앙부	2	-356.54	-	-94.16	-93.02	-356.54	
		우측	3	-357.20	-	-460.12	-376.15	-460.12	
하부 슬래브	1경간	좌측	4	-851.36	-	-543.01	-461.56	-851.36	
		중앙부	5	-851.36	-	-97.31	-96.64	-851.36	
		우측	6	-851.36	-	-543.01	-461.56	-851.36	
좌측 벽체	1층	상부	7	-1263.03	-	-363.28	-311.30	-1263.03	
		추가1	8	-1380.08	-	-363.28	-311.30	-1380.08	
		중앙부	9	-1498.40	-	-445.72	-393.69	-1498.40	
		하부	10	-1498.40	-	-445.72	-393.69	-1498.40	
우측 벽체	1층	상부	11	-1263.03	-	-363.28	-311.30	-1263.03	
		추가1	12	-1380.08	-	-445.72	-393.69	-1498.40	
		중앙부	13	-1498.40	-	-445.72	-393.69	-1498.40	
		하부	14	-1498.40	-	-445.72	-393.69	-1498.40	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측	1	-1204.79	-	-	-	-1204.79	
		중앙부	2	1663.35	-	-	-	1663.35	
		우측	3	-1191.21	-	-	-	-1191.21	
하부 슬래브	1경간	좌측	4	-2014.08	-	-	-	-2014.08	
		중앙부	5	1437.33	-	-	-	1437.33	
		우측	6	-2004.73	-	-	-	-2004.73	
좌측 벽체	1층	상부	7	-1624.67	-	-	-	-1624.67	
		추가1	8	-1540.85	-	-	-	-1540.85	
		중앙부	9	-	-	-	-	-	
		하부	10	-2176.08	-	-	-	-2176.08	
우측 벽체	1층	상부	11	-1613.50	-	-	-	-1613.50	
		추가1	12	-1541.17	-	-	-	-1541.17	
		중앙부	13	-	-	-	-	-	
		하부	14	-2168.05	-	-	-	-2168.05	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1633	1789.38	2515.70	3279.56	H22 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	4645.20	1.41
		중앙부	2	1000	1520	2287.70	2871.90	4545.11	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.26
		우측	3	1000	1633	1767.66	2515.70	3239.04	H22 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	4645.20	1.42
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	1569	2774.20	3404.13	5358.51	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6623.20	1.23
		중앙부	5	1000	1620	2036.96	2752.42	3774.84	H29 - 8.0EA	5139.20	1.35
		우측	6	1000	1569	2759.24	3404.13	5328.71	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6623.20	1.23
		우측(배수구단면)	6	1000	1436	1248.05	2652.42	2798.60	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6623.20	2.13
좌측벽체	1층	상부	7	1000	1733	2377.55	4767.54	-	H22 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	5439.60	2.00
		추가1	8	1000	1551	2163.19	4982.89	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	6058.40	2.30
		중앙부	9	1000	1620	1000.29	6391.11	-	H16 - 4.0EA	7417.60	6.39
		하부	10	1000	1569	2992.66	5329.54	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	7417.60	1.78
우측벽체	1층	상부	11	1000	1733	2359.68	4792.42	-	H22 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	5439.60	2.03
		추가1	12	1000	1547	2163.71	4942.83	-	H19 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	5656.00	2.28
		중앙부	13	1000	1620	1000.29	6391.11	-	H16 - 4.0EA	7417.60	6.39
		하부	14	1000	1569	2979.82	5340.65	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	7417.60	1.79

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm^2		mm	mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1428.9	814.9	1428.94	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	2	1480.9	182.8	1480.90	-	-	-	-	-	O.K
		우측	3	1428.9	814.9	1428.94	-	-	-	-	-	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	1529.0	897.6	1529.03	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	5	1578.3	236.4	1578.33	-	-	-	-	-	O.K
		우측	6	1529.0	897.4	1529.03	-	-	-	-	-	O.K
		우측 (배수구단면)	6	867.8	1108.8	1206.30	-	-	-	-	-	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	1071.6	475.6	1071.58	-	-	-	-	-	O.K
		추가1	8	1065.9	573.3	1065.95	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	9	1118.5	615.8	1118.47	-	-	-	-	-	O.K
		하부	10	1083.5	615.8	1083.53	-	-	-	-	-	O.K
우측벽체	1층	상부	11	1071.6	475.6	1071.58	-	-	-	-	-	O.K
		추가1	12	1068.2	572.9	1068.17	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	13	1118.5	615.8	1118.47	-	-	-	-	-	O.K
		하부	14	1083.5	615.8	1083.53	-	-	-	-	-	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1766.67	1633.33	100.00	1789.38	814.94

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4645.200 x 400.00 = 1858080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.962 mm, c = 80.962 / β1 = 80.962 / 0.85 = 95.250 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1666.67 - 95.250) / 95.250 = 0.04949

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3279.560 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4645.2 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.416]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

2단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00284

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.962 mm

ΦMn = 0.85 x 4645.200 x 400 x (1633.33 - a/2) = 2515.700 kN.m

≥ Mu (= 1789.381 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.406]

* 전단에 대한 검토 (d = 1466.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 0.25 x √fck x b x d

= 0.75 x 0.25 x √27 x 1000.00 x 1466.67 = 1428.942 kN

≥ Vu (= 814.943 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1520.00	80.00	2287.70	182.78

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1520.00 - 117.830) / 117.830 = 0.03570

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4545.106 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.264]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00378

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (1520.00 - a/2) = 2871.899 kN.m

≥ Mu (= 2287.702 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.255]

* 전단에 대한 검토 (d = 1520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 0.25 x √fck x b x d

= 0.75 x 0.25 x √27 x 1000.00 x 1520.00 = 1480.903 kN

≥ Vu (= 182.781 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1766.67	1633.33	100.00	1767.66	814.94

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4645.200 x 400.00 = 1858080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.962 mm, c = 80.962 / β1 = 80.962 / 0.85 = 95.250 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1666.67 - 95.250) / 95.250 = 0.04949

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3239.039 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4645.2 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.434]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

2단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00284

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.962 mm

ΦMn = 0.85 x 4645.200 x 400 x (1633.33 - a/2) = 2515.700 kN.m

≥ Mu (= 1767.661 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.423]

* 전단에 대한 검토 (d = 1466.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 0.25 x √fck x b x d

= 0.75 x 0.25 x √27 x 1000.00 x 1466.67 = 1428.942 kN

≥ Vu (= 814.943 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1569.40	100.00	2774.20	897.60

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6623.200 x 400.00 = 2649280.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 115.437 mm, c = 115.437 / β1 = 115.437 / 0.85 = 135.808 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1600.00 - 135.808) / 135.808 = 0.03234

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 5358.505\ mm^2$$

* 사용철근량 = 6623.2 mm² (철근도심 : 130.6 mm), [사용률 = 1.236]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00422

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 115.437 mm

ΦMn = 0.85 x 6623.200 x 400 x (1569.40 - a/2) = 3404.134 kN.m

≥ Mu (= 2774.197 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.227]

* 전단에 대한 검토 (d = 1569.40 mm)

ΦVc = 0.75 x 0.25 x √fck x b x d

= 0.75 x 0.25 x √27 x 1000.00 x 1569.40 = 1529.031 kN

≥ Vu (= 897.601 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1620.00	80.00	2036.96	236.40

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1620.00 - 105.379) / 105.379 = 0.04312

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3774.845 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.361]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00317

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

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1620.00 - a/2) = 2752.415 kN.m

≥ Mu (= 2036.964 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.351]

* 전단에 대한 검토 (d = 1620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 0.25 x √fck x b x d

= 0.75 x 0.25 x √27 x 1000.00 x 1620.00 = 1578.331 kN

≥ Vu (= 236.398 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa. k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1569.40	100.00	2759.24	897.40

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6623.200 x 400.00 = 2649280.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 115.437 mm, c = 115.437 / β1 = 115.437 / 0.85 = 135.808 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1600.00 - 135.808) / 135.808 = 0.03234

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 5328.706\ mm^2$$

* 사용철근량 = 6623.2 mm² (철근도심 : 130.6 mm), [사용률 = 1.243]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00422

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 115.437 mm

ΦMn = 0.85 x 6623.200 x 400 x (1569.40 - a/2) = 3404.134 kN.m

≥ Mu (= 2759.240 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.234]

* 전단에 대한 검토 (d = 1569.40 mm)

ΦVc = 0.75 x 0.25 x √fck x b x d

= 0.75 x 0.25 x √27 x 1000.00 x 1569.40 = 1529.031 kN

≥ Vu (= 897.401 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1436.0	1336.0	100.0	1248.1	1108.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6080.400 x 400.00 = 2432160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 105.976 mm, c = 105.976 / β1 = 105.976 / 0.85 = 124.678 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1336.00 - 124.678) / 124.678 = 0.02915

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2798.649 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 6080.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.173]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

수축온도철근비 = 0.00200

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

ρuse = As / bd = 0.00455

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 105.976 mm

ΦMn = 0.85 x 6080.400 x 400 x (1336.00 - a/2) = 2652.416 kN.m

≥ Mu (= 1248.051 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.125]

* 전단에 대한 검토 (d = 1336.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1336.00 = 867.757 kN

< Vu (= 1108.811 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1108.811-867.757) x 300.00 / (400x1336.00xΦ) x 1000 = 180.429 mm²

Av_use = 253.400 mm² (D13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1336.00 / 300.00 x 1000 = 451.390 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1336.00 x 1000 = 4628.040 kN ≥ 451.390 kN ∴ O.K

s = 300.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1157.010 + 451.390) = 1206.300 kN ≥ 1108.811 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1866.667	100.000	1733.333	1263.034	2377.555	1882.416

㉯ 철근비 검토

As = 4645.200 mm² (인장중심 = 133.33 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H22- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0029) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1866.7 x 1000.0 = 42840000.0 N

Cs = As x fy = 1858080.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (42840000.0 x 933.33 + 1858080.0 x 133.333 + 317760.0 x 1786.667) / 45015840.0

= 906.336 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1040.000 mm, ab = k1 x cb = 884.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 884000.000 = 20287.800 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1858.080 kN

Pb = 20287.800 + 299.529 - 1858.080 = 18729.249 kN

Mb = Cc x 518.331 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12215.774 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 652.230 mm, e = Mu/Pu = 1882.416 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 232.886 mm, a = k1 x c = 197.953 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 197952.962 = 4543.020 kN

∑Csi = 294.675 kN, ∑Tsi = 1858.080 kN

Pn = 4543.020 + 294.675 - 1858.080 = 2979.616 kN

Mn = Cc x 807.359 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5608.862 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1882.411)| = 0.0043 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1866.67 - 100.00 = 1766.667 mm

c = 232.886 mm, a = k1 x c = 197.953 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1766.67-232.89) / 232.89 = 0.01976

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 35912.801 kN ≥ Pn = 2979.616 kN

ΦPn = 0.85 x 2979.616 = 2532.673 kN ≥ Pu = 1263.034 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.882 = 4767.544 kN.m ≥ Mu = 2377.555 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1566.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1566.67 = 1071.581 kN

≥ Vu (= 475.565 kN) , 전단보강 불필요.

㈜ TITLE : 좌측벽체 추가

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1700.000	100.000	1551.185	1380.079	2163.193	1567.441

㉯ 철근비 검토

As = 5264.000 mm² (인장중심 = 148.81 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0036) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1700.0 x 1000.0 = 39015000.0 N

Cs = As x fy = 2105600.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (39015000.0 x 850.00 + 2105600.0 x 148.815 + 317760.0 x 1620.000) / 41438360.0
= 820.275 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 930.711 mm, ab = k1 x cb = 791.105 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 791104.559 = 18155.850 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2105.600 kN

Pb = 18155.850 + 299.529 - 2105.600 = 16349.778 kN

Mb = Cc x 484.172 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10443.929 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 638.781 mm, e = Mu/Pu = 1567.441 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 284.304 mm, a = k1 x c = 241.659 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 241658.576 = 5546.064 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2105.600 kN

Pn = 5546.064 + 299.529 - 2105.600 = 3739.993 kN

Mn = Cc x 699.446 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5862.251 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1567.450)| = 0.0083 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1700.00 - 100.00 = 1600.000 mm

c = 284.304 mm, a = k1 x c = 241.659 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1600.00-284.30) / 284.30 = 0.01388

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 33039.456 kN ≥ Pn = 3739.993 kN

ΦPn = 0.85 x 3739.993 = 3178.994 kN ≥ Pu = 1380.079 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.567 = 4982.887 kN.m ≥ Mu = 2163.193 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1551.19 = 1065.947 kN
≥ Vu (= 573.288 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1700.000	80.000	1620.000	1498.399	1000.287	667.571

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 6623.200 ㎟ (압축중심 = 130.60 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0044) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1700.0 x 1000.0 = 39015000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 2649280.0 N

Xp = (39015000.0 x 850.00 + 317760.0 x 80.000 + 2649280.0 x 1569.398) / 41982040.0

= 889.570 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 972.000 mm, ab = k1 x cb = 826.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 826200.000 = 18961.290 kN, ∑Csi = 2497.278 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 18961.290 + 2497.278 - 317.760 = 21140.808 kN

Mb = Cc x 397.330 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9488.867 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 448.841 mm, e = Mu/Pu = 667.571 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 465.649 mm, a = k1 x c = 395.801 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 395801.353 = 9083.641 kN

∑Csi = 2497.278 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 9083.641 + 2497.278 - 317.760 = 11263.159 kN

Mn = Cc x 691.669 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7518.970 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=667.572)| = 0.0016 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 mm

c = 465.649 mm, a = k1 x c = 395.801 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1620.00-465.65) / 465.65 = 0.00744

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 33449.445 kN ≥ Pn = 11263.159 kN

ΦPn = 0.85 x 11263.159 = 9573.685 kN ≥ Pu = 1498.399 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.668 = 6391.110 kN.m ≥ Mu = 1000.287 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1620.00 = 1118.467 kN

≥ Vu (= 615.782 kN) , 전단보강 불필요.

■ TITLE : 좌측벽체 하부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1700.000	100.000	1569.398	1498.399	2992.664	1997.241

㉯ 철근비 검토

As = 6623.200 mm² (인장중심 = 130.60 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0044) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1700.0 x 1000.0 = 39015000.0 N

Cs = As x fy = 2649280.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (39015000.0 x 850.00 + 2649280.0 x 130.602 + 317760.0 x 1620.000) / 41982040.0
= 810.430 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 941.639 mm, ab = k1 x cb = 800.393 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 800393.224 = 18369.024 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2649.280 kN

Pb = 18369.024 + 299.529 - 2649.280 = 16019.273 kN

Mb = Cc x 489.373 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11032.851 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 688.724 mm, e = Mu/Pu = 1997.241 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 281.384 mm, a = k1 x c = 239.177 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 239176.635 = 5489.104 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2649.280 kN

Pn = 5489.104 + 299.529 - 2649.280 = 3139.352 kN

Mn = Cc x 690.842 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6270.053 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1997.244)| = 0.0032 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1700.00 - 100.00 = 1600.000 mm

c = 281.384 mm, a = k1 x c = 239.177 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1600.00-281.38) / 281.38 = 0.01406

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 33449.445 kN ≥ Pn = 3139.352 kN

ΦPn = 0.85 x 3139.352 = 2668.449 kN ≥ Pu = 1498.399 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.997 = 5329.537 kN.m ≥ Mu = 2992.664 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1569.40 = 1083.531 kN
≥ Vu (= 615.782 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1866.667	100.000	1733.333	1263.034	2359.677	1868.261

㉯ 철근비 검토

As = 4645.200 mm² (인장중심 = 133.33 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H22- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0029) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1866.7 x 1000.0 = 42840000.0 N

Cs = As x fy = 1858080.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (42840000.0 x 933.33 + 1858080.0 x 133.333 + 317760.0 x 1786.667) / 45015840.0
= 906.336 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1040.000 mm, ab = k1 x cb = 884.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 884000.000 = 20287.800 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1858.080 kN

Pb = 20287.800 + 299.529 - 1858.080 = 18729.249 kN

Mb = Cc x 518.331 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12215.774 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 652.230 mm, e = Mu/Pu = 1868.261 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 234.779 mm, a = k1 x c = 199.562 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 199561.779 = 4579.943 kN

∑Csi = 295.995 kN, ∑Tsi = 1858.080 kN

Pn = 4579.943 + 295.995 - 1858.080 = 3017.858 kN

Mn = Cc x 806.555 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5638.143 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1868.260) | = 0.0009 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1866.67 - 100.00 = 1766.667 mm

c = 234.779 mm, a = k1 x c = 199.562 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1766.67-234.78) / 234.78 = 0.01957

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 35912.801 kN ≥ Pn = 3017.858 kN

ΦPn = 0.85 x 3017.858 = 2565.179 kN ≥ Pu = 1263.034 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.868 = 4792.424 kN.m ≥ Mu = 2359.677 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1566.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1566.67 = 1071.581 kN
≥ Vu (= 475.565 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 추가

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1700.000	100.000	1547.145	1498.399	2163.706	1444.012

㉯ 철근비 검토

As = 4861.600 ㎟ (인장중심 = 152.86 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 794.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0033) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1700.0 x 1000.0 = 39015000.0 N

Cs = As x fy = 1944640.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (39015000.0 x 850.00 + 1944640.0 x 152.855 + 317760.0 x 1620.000) / 41277400.0

= 823.084 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 928.287 mm, ab = k1 x cb = 789.044 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 789043.936 = 18108.558 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1944.640 kN

Pb = 18108.558 + 299.529 - 1944.640 = 16463.447 kN

Mb = Cc x 482.394 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10277.513 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 624.263 mm, e = Mu/Pu = 1444.012 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 290.768 mm, a = k1 x c = 247.153 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 247152.513 = 5672.150 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1944.640 kN

Pn = 5672.150 + 299.529 - 1944.640 = 4027.039 kN

Mn = Cc x 699.508 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5815.109 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1444.016)| = 0.0043 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1700.00 - 100.00 = 1600.000 mm

c = 290.768 mm, a = k1 x c = 247.153 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1600.00-290.77) / 290.77 = 0.01351

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 32918.076 kN ≥ Pn = 4027.039 kN

ΦPn = 0.85 x 4027.039 = 3422.983 kN ≥ Pu = 1498.399 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.444 = 4942.828 kN.m ≥ Mu = 2163.706 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1547.14 = 1068.167 kN

≥ Vu (= 572.855 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1700.000	80.000	1620.000	1498.399	1000.287	667.571

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 6623.200 mm² (압축중심 = 130.60 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0044) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1700.0 x 1000.0 = 39015000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 2649280.0 N

Xp = (39015000.0 x 850.00 + 317760.0 x 80.000 + 2649280.0 x 1569.398) / 41982040.0

= 889.570 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 972.000 mm, ab = k1 x cb = 826.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 826200.000 = 18961.290 kN, ∑Csi = 2497.278 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 18961.290 + 2497.278 - 317.760 = 21140.808 kN

Mb = Cc x 397.330 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9488.867 kN.m

eb < e ⟶ 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 448.841 mm, e = Mu/Pu = 667.571 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 465.649 mm, a = k1 x c = 395.801 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 395801.353 = 9083.641 kN

∑Csi = 2497.278 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 9083.641 + 2497.278 - 317.760 = 11263.159 kN

Mn = Cc x 691.669 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7518.970 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=667.572) | = 0.0016 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 mm

c = 465.649 mm, a = k1 x c = 395.801 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1620.00-465.65) / 465.65 = 0.00744

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 33449.445 kN ≥ Pn = 11263.159 kN

ΦPn = 0.85 x 11263.159 = 9573.685 kN ≥ Pu = 1498.399 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.668 = 6391.110 kN.m ≥ Mu = 1000.287 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1620.00 = 1118.467 kN

≥ Vu (= 615.782 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1700.000	100.000	1569.398	1498.399	2979.816	1988.667

㉯ 철근비 검토

As = 6623.200 mm² (인장중심 = 130.60 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0044) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1700.0 x 1000.0 = 39015000.0 N

Cs = As x fy = 2649280.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (39015000.0 x 850.00 + 2649280.0 x 130.602 + 317760.0 x 1620.000) / 41982040.0

= 810.430 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 941.639 mm, ab = k1 x cb = 800.393 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 800393.224 = 18369.024 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2649.280 kN

Pb = 18369.024 + 299.529 - 2649.280 = 16019.273 kN

Mb = Cc x 489.373 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11032.851 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 688.724 mm, e = Mu/Pu = 1988.667 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 282.415 mm, a = k1 x c = 240.053 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 240052.856 = 5509.213 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2649.280 kN

Pn = 5509.213 + 299.529 - 2649.280 = 3159.462 kN

Mn = Cc x 690.404 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6283.124 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1988.669) | = 0.0025 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1700.00 - 100.00 = 1600.000 mm

c = 282.415 mm, a = k1 x c = 240.053 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1600.00-282.42) / 282.42 = 0.01400

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 33449.445 kN ≥ Pn = 3159.462 kN

ΦPn = 0.85 x 3159.462 = 2685.542 kN ≥ Pu = 1498.399 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.989 = 5340.648 kN.m ≥ Mu = 2979.816 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1569.40 = 1083.531 kN

≥ Vu (= 615.782 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1436 × 0.0020 = 2872.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.00 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 × 1436 × 1000 = 2154.00 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.00 ㎟ ≤ 2647.338 ㎟ ∴ O.K

8) 좌측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

9) 좌측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

10) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

11) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

12) 우측벽체 : 상부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

13) 우측벽체 : 추가

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

14) 우측벽체 : 중앙부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

15) 우측벽체 : 하부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

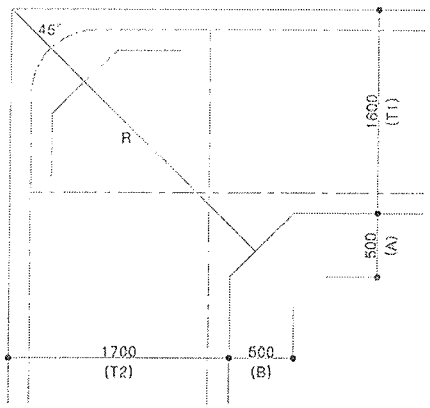
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1624.674 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1624.674 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 2687.006 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H22 @250 - 4EA = 1548.400 mm²

∴ Total Asb = 1548.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1624.67 \times 10^6}{2687.006^2 \times 1000} = 1.125 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1624.67 \times 10^6}{2687.006 \times 180} = 6718.234 \text{ mm}^2$$

Asb = 1548.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 6718.234 mm² - 1548.400 mm²

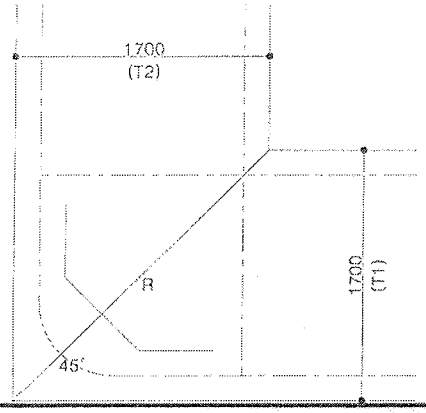
= 5169.834 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA , H22 - 8EA

∴ Total As = 6193.600 mm² > Req'd As (= 5169.834 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 2176.077 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 2176.077 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2404.163$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2176.08 \times 10^6}{2404.163^2 \times 1000} = 1.882 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 2176.08 \times 10^6}{2404.163 \times 180} = 10056.986 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 10056.986 mm² - 2026.800 mm²

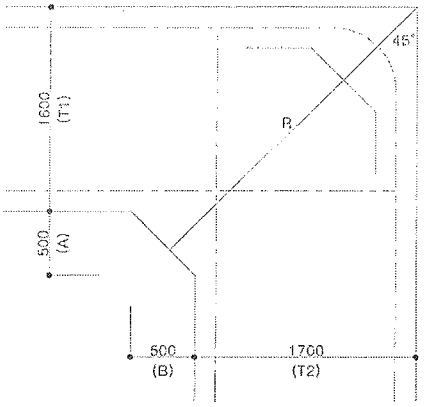
= 8030.186 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 8107.200 mm² > Req'd As (= 8030.186 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1613.500 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1613.500 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 2687.006 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H22 @250 - 4EA = 1548.400 mm²

∴ Total Asb = 1548.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1613.50 \times 10^6}{2687.006^2 \times 1000} = 1.117 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1613.50 \times 10^6}{2687.006 \times 180} = 6672.028 \text{ mm}^2$$

Asb = 1548.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 6672.028 mm² - 1548.400 mm²

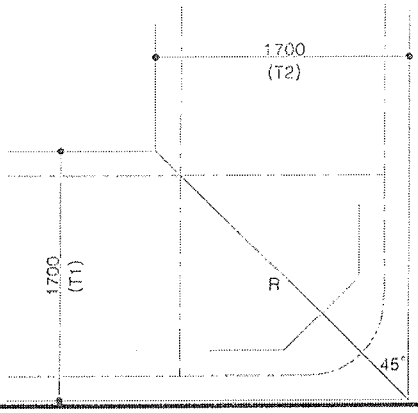
= 5123.628 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA , H22 - 8EA

∴ Total As = 6193.600 mm² > Req'd As (= 5123.628 mm²) ----------> O.K !!!

.4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 2168.046 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 2168.046 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2404.163$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2168.05 \times 10^6}{2404.163^2 \times 1000} = 1.875 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 2168.05 \times 10^6}{2404.163 \times 180} = 10019.869 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 10019.869 mm² - 2026.800 mm²

= 7993.069 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 8107.200 mm² > Req'd As (= 7993.069 mm²) ----------> O.K !!!

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	1633	H22 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	125	243.570	O.K	1.95
		중앙부	2	1520	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	225.256	O.K	1.80
		우측	3	1633	H22 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	125	248.881	O.K	1.99
하부슬래브	1경간	좌측	4	1569	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	163.501	O.K	1.31
		중앙부	5	1620	H29 - 8.0EA	125	263.551	O.K	2.11
		우측	6	1569	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	165.260	O.K	1.32
		우측(배수 구단면)	6	1436	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	422.300	O.K	3.38
좌측벽체	1층	상부	7	1733	H22 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	125	144.899	O.K	1.16
		추가	8	1551	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	167.626	O.K	1.34
		중앙부	9	1620	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	10	1569	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	135.416	O.K	1.08
우측벽체	1층	상부	11	1733	H22 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	125	147.443	O.K	1.18
		추가	12	1547	H19 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	133.886	O.K	1.07
		중앙부	13	1620	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	14	1569	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	136.709	O.K	1.09

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1204.788 x 1000000 / [4645.200 x (1633.333 - 295.016/3)]
= 168.966 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4645.200/1000.0 + 7x4645.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1633.3/(7x4645.200)]
= 295.016 mm

사용철근량 = 4645.2 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)
2단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 168.97) - 2.5 x 89.00 = 243.57 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 168.97) = 372.86 mm
Sa는 작은 값인 243.57 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 243.57 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1663.351 x 1000000 / [5746.400 x (1520.000 - 311.772/3)]
= 204.410 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1520.0/(7x5746.400)]
= 311.772 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 204.41) - 2.5 x 64.00 = 225.26 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 204.41) = 308.20 mm
Sa는 작은 값인 225.26 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 225.26 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1191.213 x 1000000 / [4645.200 x (1633.333 - 295.016/3)]
= 167.062 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4645.200/1000.0 + 7x4645.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1633.3/(7x4645.200)]
= 295.016 mm

사용철근량 = 4645.2 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)
2단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 167.06) - 2.5 x 89.00 = 248.88 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 167.06) = 377.11 mm
Sa는 작은 값인 248.88 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 248.88 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2014.077 x 1000000 / [6623.200 x (1569.398 - 337.918/3)]
= 208.747 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6623.200/1000.0 + 7x6623.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1569.4/(7x6623.200)]
= 337.918 mm

사용철근량 = 6623.2 mm² (철근도심 : 130.6 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 208.75) - 2.5 x 85.50 = 163.50 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 208.75) = 301.80 mm
Sa는 작은 값인 163.50 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 163.50 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1437.334 x 1000000 / [5139.200 x (1620.000 - 307.320/3)]
= 184.296 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1620.0/(7x5139.200)]
= 307.320 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 184.30) - 2.5 x 65.50 = 263.55 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 184.30) = 341.84 mm
Sa는 작은 값인 263.55 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 263.55 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2004.729 x 1000000 / [6623.200 x (1569.398 - 337.918/3)]
= 207.778 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6623.200/1000.0 + 7x6623.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1569.4/(7x6623.200)]
= 337.918 mm

사용철근량 = 6623.2 mm² (철근도심 : 130.6 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 207.78) - 2.5 x 85.50 = 165.26 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 207.78) = 303.21 mm
Sa는 작은 값인 165.26 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 165.26 mm) ∴ O.K

7) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 923.889 x 1000000 / [6080.400 x (1336.000 - 297.348/3)]
= 122.845 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6080.400/1000.0 + 7x6080.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1336.0/(7x6080.400)]
= 297.348 mm

사용철근량 = 6080.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 122.85) - 2.5 x 87.50 = 422.30 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 122.85) = 512.84 mm
Sa는 작은 값인 422.30 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 422.30 mm) ∴ O.K

8) 좌측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1624.674 x 1000000 / [4645.200 x (1733.333 - 304.798/3)]
= 214.345 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4645.200/1000.0 + 7x4645.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1733.3/(7x4645.200)]
= 304.798 mm

사용철근량 = 4645.2 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)
2단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 214.34) - 2.5 x 89.00 = 144.90 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 214.34) = 293.92 mm
Sa는 작은 값인 144.90 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 144.90 mm) ∴ O.K

9) 좌측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1540.845 x 1000000 / [5264.000 x (1551.185 - 303.261/3)]
= 201.858 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5264.000/1000.0 + 7x5264.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1551.2/(7x5264.000)]
= 303.261 mm

사용철근량 = 5264.0 mm² (철근도심 : 148.8 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 201.86) - 2.5 x 89.00 = 167.63 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 201.86) = 312.10 mm
Sa는 작은 값인 167.63 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 167.63 mm) ∴ O.K

10) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2176.077 x 1000000 / [6623.200 x (1569.398 - 337.918/3)]
= 225.537 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6623.200/1000.0 + 7x6623.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1569.4/(7x6623.200)]
= 337.918 mm

사용철근량 = 6623.2 mm² (철근도심 : 130.6 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 225.54) - 2.5 x 85.50 = 135.42 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 225.54) = 279.33 mm
Sa는 작은 값인 135.42 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 135.42 mm) ∴ O.K

11) 우측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1613.500 x 1000000 / [4645.200 x (1733.333 - 304.798/3)]
= 212.870 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4645.200/1000.0 + 7x4645.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1733.3/(7x4645.200)]
= 304.798 mm

사용철근량 = 4645.2 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)
2단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 212.87) - 2.5 x 89.00 = 147.44 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 212.87) = 295.95 mm
Sa는 작은 값인 147.44 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 147.44 mm) ∴ O.K

12) 우측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1541.165 x 1000000 / [4861.600 x (1547.145 - 292.252/3)]
= 218.667 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4861.600/1000.0 + 7x4861.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1547.1/(7x4861.600)]
= 292.252 mm

사용철근량 = 4861.6 mm² (철근도심 : 152.9 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 218.67) - 2.5 x 90.50 = 133.89 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 218.67) = 288.11 mm
Sa는 작은 값인 133.89 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 133.89 mm) ∴ O.K

13) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2168.046 x 1000000 / [6623.200 x (1569.398 - 337.918/3)]
= 224.705 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6623.200/1000.0 + 7x6623.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1569.4/(7x6623.200)]
= 337.918 mm

사용철근량 = 6623.2 mm² (철근도심 : 130.6 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 224.71) - 2.5 x 85.50 = 136.71 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 224.71) = 280.37 mm
Sa는 작은 값인 136.71 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 136.71 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 13.403 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.60 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28
T = 13.403 / 28
T = 0.479 m < 1.600 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

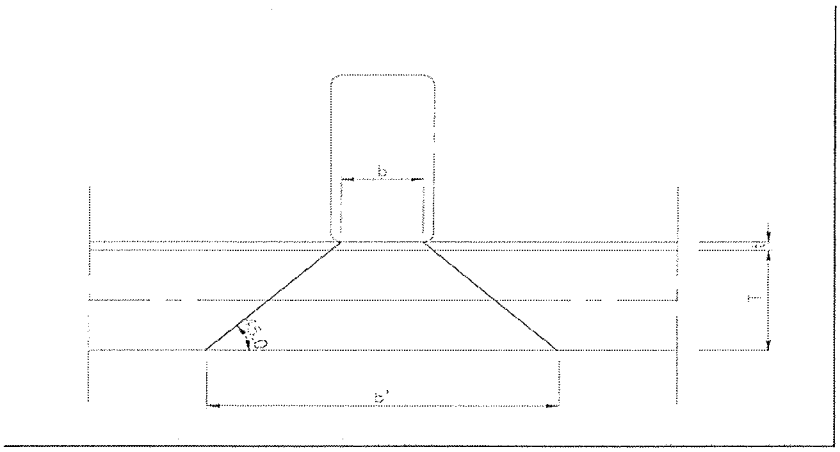
1) 고정하중

- 구체자중 = 1578.648 / 15.103 = 104.53 kN/m²
- 상부연직하중 = 72.10 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

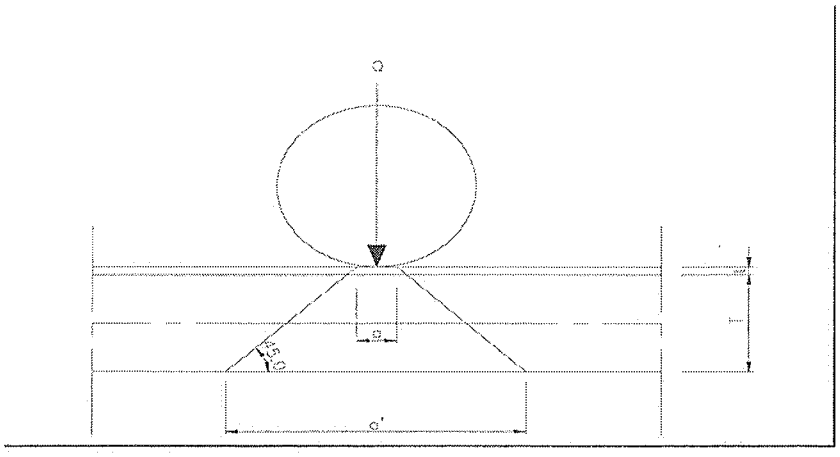


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 1700 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.700 + 0.080) × cot 45°

= 4.060 m



a' = 0.200 + 2 × (1.700 + 0.080) × cot 45°

= 3.760 m

Qz = 96.0 / (4.060 × 3.760 6.289 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 104.53 + 72.10 + 15.00 + 1.84 + 6.29

= 199.751 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 493.00 kN/m² ≥ Qmax = 199.75 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	15.160	×	1.800	×	25.000			=	682.200	kN/m
- 하부슬래브	:	15.160	×	1.700	×	25.000			=	644.300	kN/m
- 벽체	:	2.000	×	3.840	×	25.000			=	192.000	kN/m
	:	2.000	×	3.840	×	25.000			=	192.000	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250	kN/m
- 포장	:	12.040	×	0.040	×	23.000			=	11.077	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	15.160	×	1.000	×	19.000			=	288.040	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	15.160	×	3.159	×	10.000			=	478.904	kN/m
- 수직수압	:	15.160	×	3.159	×	10.000			=	478.904	kN/m
							∴ Σ		=	2973.676	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 3.159 \times 19.000 + 3.159^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 40.007$ kN/m

∴ $\Sigma = 3.458 + 40.007 = 43.464$ kN/m

(3) 저항력

$R = 2973.676 + 43.464 = 3017.140$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서, hs=지하수위 심도)

$= 15.160 \times 10.499 \times 10.000$

$= 1591.648$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 3017.140 / 1591.648$

$= 1.896 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.4 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	15.160	×	1.800	×	25.000			=	682.200	kN/m
- 하부슬래브	:	15.160	×	1.700	×	25.000			=	644.300	kN/m
- 벽체	:	2.000	×	3.840	×	25.000	×	2	=	384.000	kN/m
	:	2.000	×	3.840	×	25.000	×	2	=	384.000	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250	kN/m
- 포장	:	12.040	×	0.040	×	23.000			=	11.077	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	15.160	×	6.400	×	19.000			=	1843.456	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	15.160	×	-2.241	×	10.000			=	-339.736	kN/m
- 수직수압	:	15.160	×	-2.241	×	10.000			=	-339.736	kN/m
							∴ Σ		=	3275.812	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 6.400^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 141.628$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 6.400 \times -2.241 \times 19.000 + -2.241^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -90.044$ kN/m

∴ Σ = 141.628 + -90.044 = 51.584 kN/m

(3) 저항력

R = 3275.812 + 51.584 = 3327.395 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 15.160 × 5.099 × 10.000

= 773.008 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 3327.395 / 773.008

= 4.304 > 1.20 ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{644.300}{15.160 \times 10.000 \times 1.100} = 3.864 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.864 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{836.300}{15.160 \times 10.000 \times 1.100} = 5.015 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 5.015 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{842.550}{15.160 \times 10.000 \times 1.100} = 5.052 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 5.052 m 이하유지

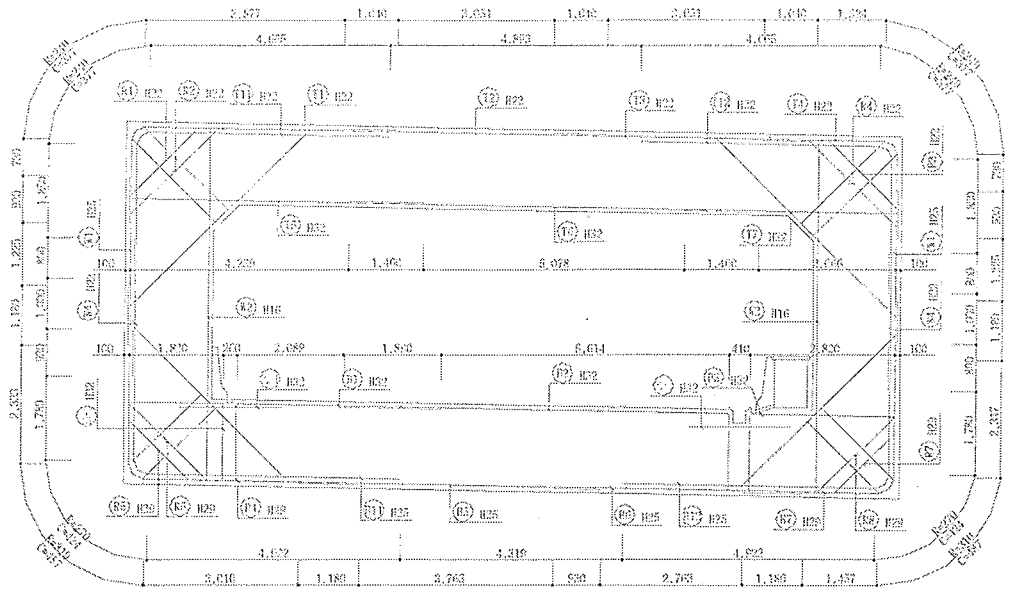
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{1716.750}{15.160 \times 10.000 \times 1.100} = 10.295 \text{ m}$$

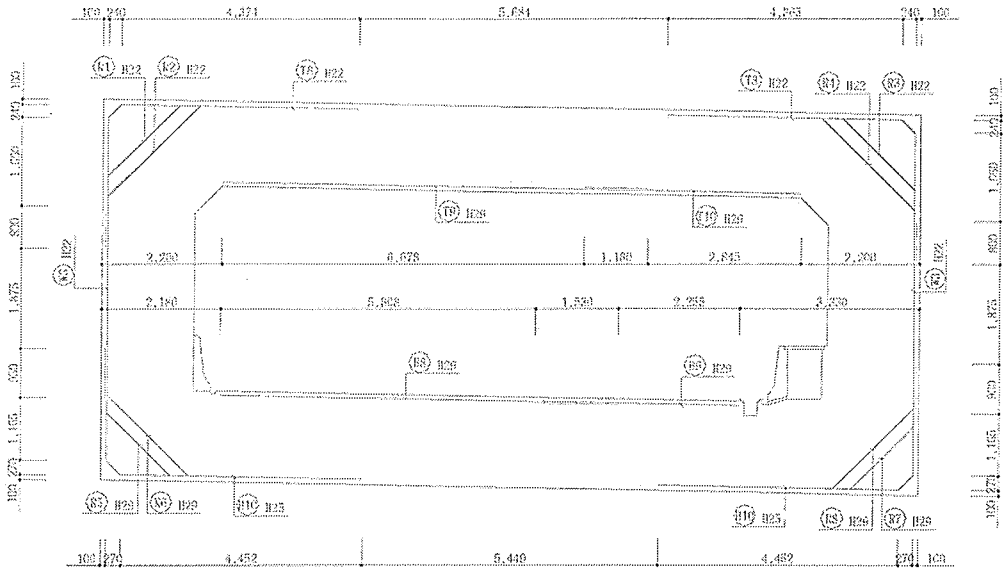
∴ 구조물 저면으로 부터 10.295 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)

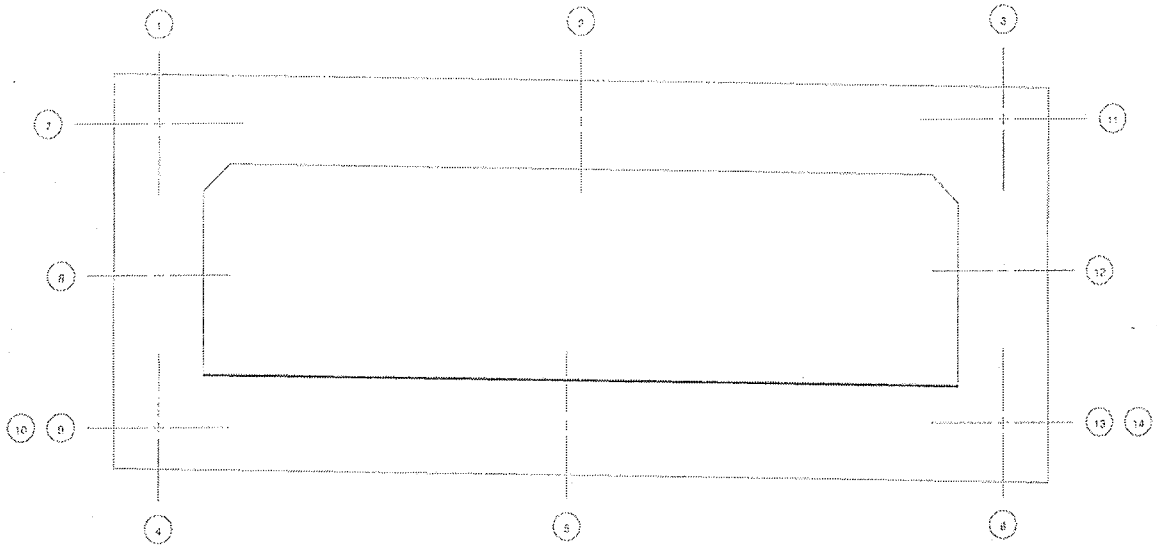


B2(뒤)

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1631	2950.28	3821.21	5481.41	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	7166.00	1.30
		중앙부	2	1000	1492	3207.29	3482.32	6576.39	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.09
		우측	3	1000	1631	2926.99	3821.21	5436.80	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	7166.00	1.31
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	1550	3935.36	5103.69	7810.46	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.30
		중앙부	5	1000	1620	2968.91	3379.95	5556.26	H32 - 8.0EA	6353.60	1.14
		우측	6	1000	1550	3918.93	5103.69	7776.28	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.30
		우측(배수구 단면)	6	1000	1436	1966.80	4355.84	4459.60	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	2.21
좌측벽체	1층	상부	7	1000	1734	3719.49	7008.99	-	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8567.60	1.88
		추가1	8	1000	1569	3478.41	6487.40	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	9110.40	1.87
		중앙부	9	1000	1620	785.26	7646.49	-	H16 - 4.0EA	11072.80	9.74
		하부	10	1000	1550	4291.41	7762.54	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11072.80	1.81
우측벽체	1층	상부	11	1000	1731	3700.39	6283.14	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	7960.40	1.70
		추가1	12	1000	1567	3479.09	6265.53	-	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8503.20	1.80
		중앙부	13	1000	1620	785.26	7678.76	-	H16 - 4.0EA	11072.80	9.78
		하부	14	1000	1550	4277.24	7227.39	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11072.80	1.69

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		우측	3	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		중앙부	5	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측	6	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		우측 (배수구단면)	6	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		추가	8	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		중앙부	9	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		하부	10	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
우측 벽체	1 층	상부	11	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		추가	12	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		중앙부	13	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		하부	14	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm^2		mm	mm^2	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1426.5	1146.9	1426.48	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	2	1453.3	124.9	1453.35	-	-	-	-	-	O.K
		우측	3	1426.5	1146.9	1426.48	-	-	-	-	-	O.K
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1510.1	1197.0	1510.13	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	5	1578.3	164.2	1578.33	-	-	-	-	-	O.K
		우측	6	1510.1	1196.7	1510.13	-	-	-	-	-	O.K
		우측 (배수구단면)	6	867.8	1333.4	1544.84	2	174.2	H13	150	253.4	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1093.9	442.5	1093.93	-	-	-	-	-	O.K
		추가1	8	1094.3	425.8	1094.32	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	9	1136.8	777.8	1136.76	-	-	-	-	-	O.K
		하부	10	1103.2	777.8	1103.23	-	-	-	-	-	O.K
우측 벽체	1 층	상부	11	1085.9	442.6	1085.87	-	-	-	-	-	O.K
		추가1	12	1097.7	618.3	1097.69	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	13	1135.1	772.3	1135.05	-	-	-	-	-	O.K
		하부	14	1086.0	772.3	1086.01	-	-	-	-	-	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	1631	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	208.990	O.K	1.672
		중앙부	2	1492	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	172.923	O.K	1.383
		우측	3	1631	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	212.062	O.K	1.696
하부슬래브	1경간	좌측	4	1550	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	189.230	O.K	1.514
		중앙부	5	1620	H32 - 8.0EA	125	199.203	O.K	1.594
		우측	6	1550	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	190.692	O.K	1.526
		우측(배수구 단면)	6	1436	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	461.400	O.K	3.69
좌측벽체	1층	상부	7	1734	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	172.857	O.K	1.383
		추가	8	1569	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	172.568	O.K	1.381
		중앙부	9	1620	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	10	1550	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	155.412	O.K	1.243
우측벽체	1층	상부	11	1731	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	141.245	O.K	1.130
		추가	12	1567	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	141.240	O.K	1.130
		중앙부	13	1620	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	14	1550	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	156.469	O.K	1.252

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 B2 (내공 : 14.256M × 3.84M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 4.155 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ = 0.500

9) 설계방법

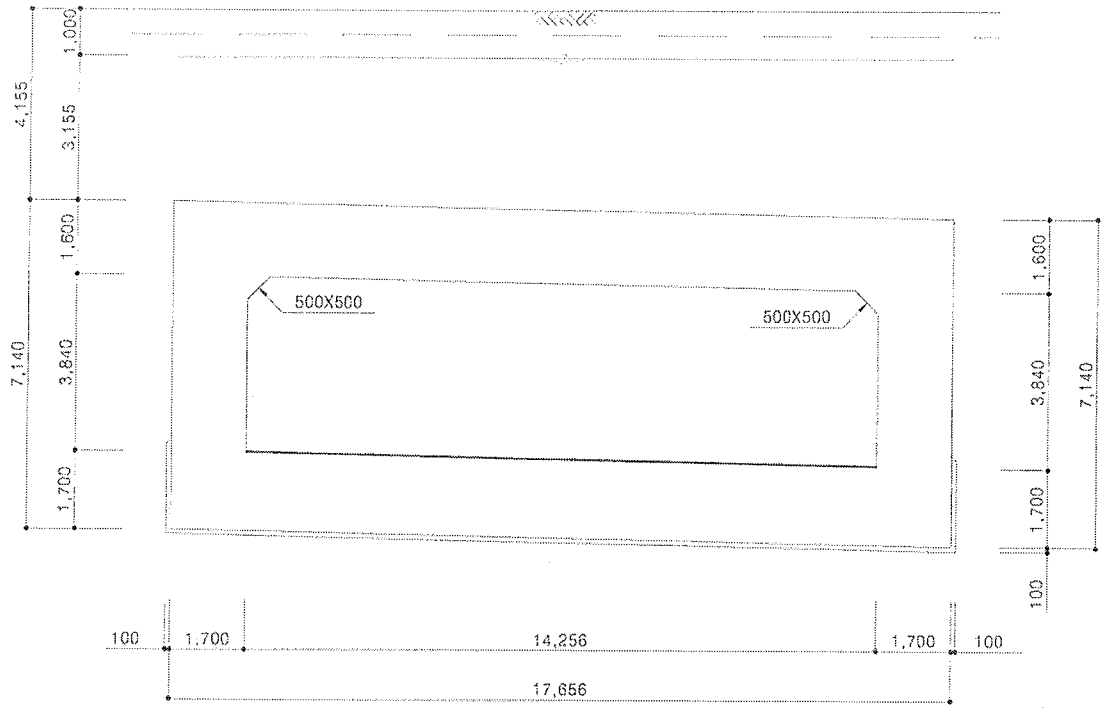
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정

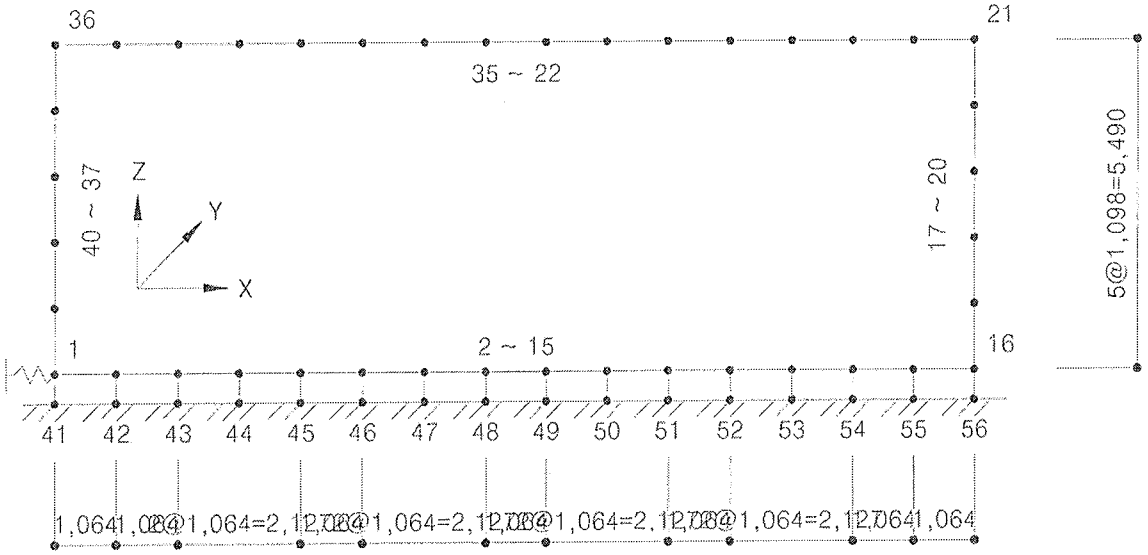

1,000
4,155
3,155
1,600
7,140
3,840
1,700
500X500
500X500
1,600
3,840
7,140
1,700
100
100
1,700
14,256
1,700
100
17,656

4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

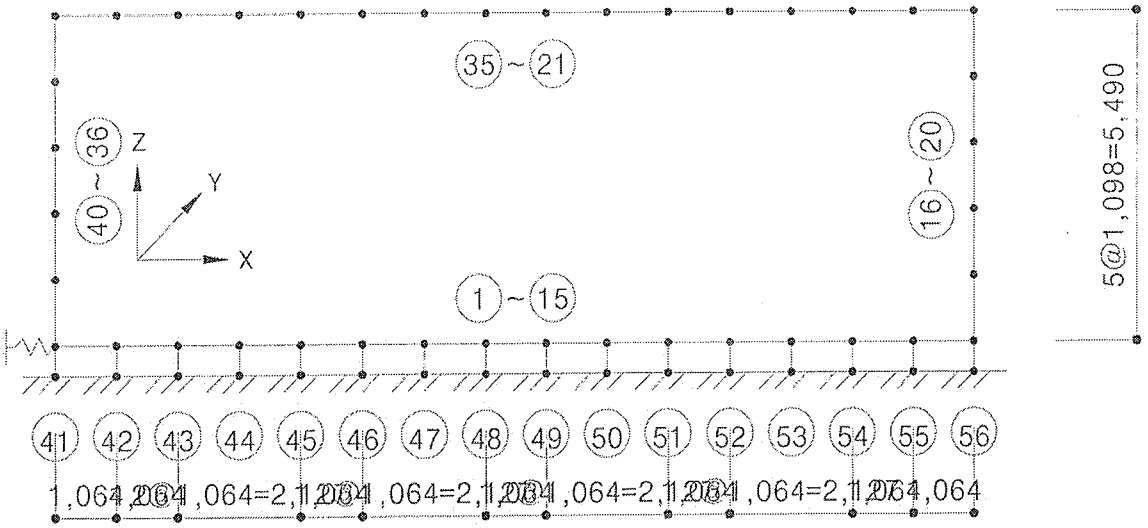
1) Modeling

본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.
이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

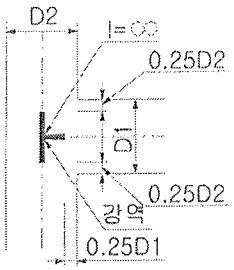
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.700 × 1.000	= 1.700	0.40942	1~20,36~40
2	1.600 × 1.000	= 1.600	0.34133	21~35

3) 단면좌표

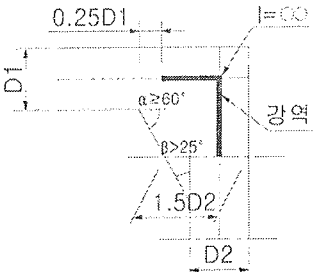
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	29	7.446	5.990
2	1.064	0.500	30	6.382	5.990
3	2.127	0.500	31	5.319	5.990
4	3.191	0.500	32	4.255	5.990
5	4.255	0.500	33	3.191	5.990
6	5.319	0.500	34	2.127	5.990
7	6.382	0.500	35	1.064	5.990
8	7.446	0.500	36	0.000	5.990
9	8.510	0.500	37	0.000	4.892
10	9.574	0.500	38	0.000	3.794
11	10.637	0.500	39	0.000	2.696
12	11.701	0.500	40	0.000	1.598
13	12.765	0.500	41	0.000	0.000
14	13.829	0.500	42	1.064	0.000
15	14.892	0.500	43	2.127	0.000
16	15.956	0.500	44	3.191	0.000
17	15.956	1.598	45	4.255	0.000
18	15.956	2.696	46	5.319	0.000
19	15.956	3.794	47	6.382	0.000
20	15.956	4.892	48	7.446	0.000
21	15.956	5.990	49	8.510	0.000
22	14.892	5.990	50	9.574	0.000
23	13.829	5.990	51	10.637	0.000
24	12.765	5.990	52	11.701	0.000
25	11.701	5.990	53	12.765	0.000
26	10.637	5.990	54	13.829	0.000
27	9.574	5.990	55	14.892	0.000
28	8.510	5.990	56	15.956	0.000

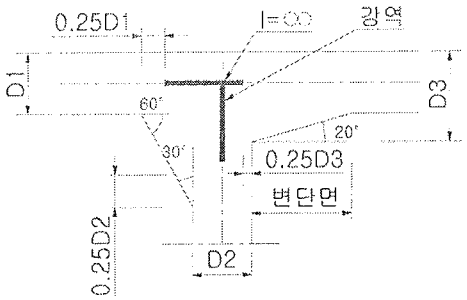
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 36 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(2) 36 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(3) 21 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(4) 21 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1700 = 425 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1700 = 425 mm

(7) 16 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1700 = 425 mm

(8) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

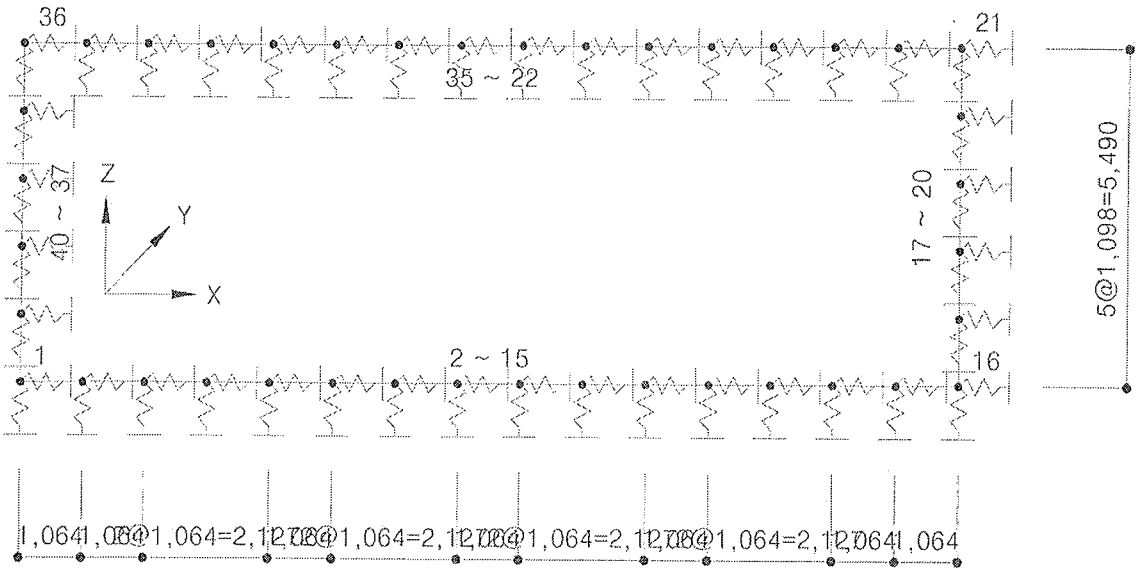
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1700 = 425 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

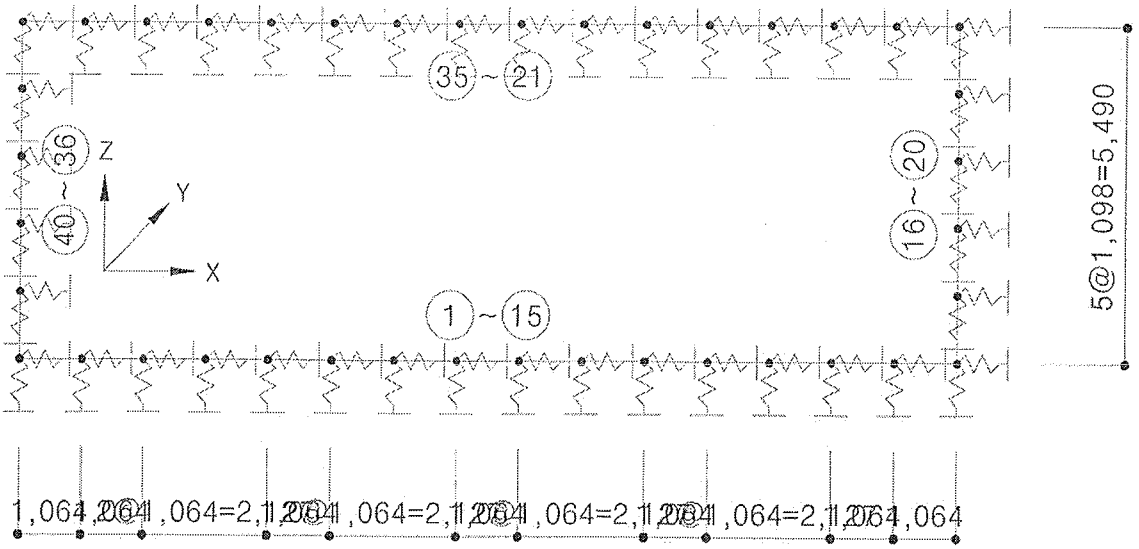
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

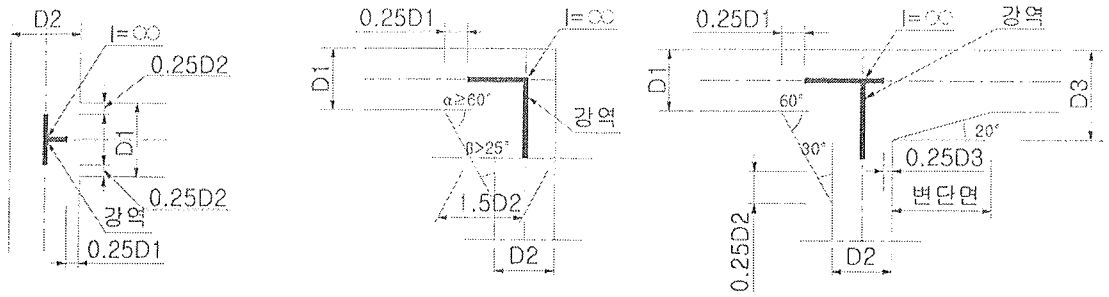
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.700 × 1.000	= 1.700	0.40942	1~20,36~40
2	1.600 × 1.000	= 1.600	0.34133	21~35

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	21	15.956	5.490
2	1.064	0.000	22	14.892	5.490
3	2.127	0.000	23	13.829	5.490
4	3.191	0.000	24	12.765	5.490
5	4.255	0.000	25	11.701	5.490
6	5.319	0.000	26	10.637	5.490
7	6.382	0.000	27	9.574	5.490
8	7.446	0.000	28	8.510	5.490
9	8.510	0.000	29	7.446	5.490
10	9.574	0.000	30	6.382	5.490
11	10.637	0.000	31	5.319	5.490
12	11.701	0.000	32	4.255	5.490
13	12.765	0.000	33	3.191	5.490
14	13.829	0.000	34	2.127	5.490
15	14.892	0.000	35	1.064	5.490
16	15.956	0.000	36	0.000	5.490
17	15.956	1.098	37	0.000	4.392
18	15.956	2.196	38	0.000	3.294
19	15.956	3.294	39	0.000	2.196
20	15.956	4.392	40	0.000	1.098

8) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 36 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 ㎜

(2) 36 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 ㎜

(3) 21 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1700 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 550 ㎜

(4) 21 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1700 × 500) / (2 × 500) = 450 ㎜

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1700 = 425 ㎜

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1700 = 425 ㎜

(7) 16 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1700 = 425 ㎜

(8) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 1700 = 425 ㎜

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 28000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × L) = √(17.656 × 9.990) = 13.28 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 28000 = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (13.281 / 0.3) $^{-3/4}$ = 5438.02 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.700/2 + 1.064/2) = 7515 kN/m	1.16
Kv2	Kv x (1.064/2 + 1.064/2) = 5785 kN/m	2~15
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	9

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 실트 섞인 점토(CL) (EL. : 9.837 ~ 0.050, N=9)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $9^{1/3}$ = 166.4 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 166.4 = 166.4 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 166.4^2 = 56450.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 56450.0 = 149028.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $9^{1/3}$ = 166.4 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 166.4 = 133.1 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 133.1^2 = 36117.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 36117.0 = 95348.9 kN/m²

(2) 실트 섞인 모래(SM) (EL. : 0.050 ~ -1.250, N=12)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $12^{1/3}$ = 183.2 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 183.2 = 183.2 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 183.2^2 = 68425.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 68425.0 = 180642.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $12^{1/3}$ = 183.2 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 183.2 = 146.6 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 146.6^2 = 43816.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 43816.0 = 115674.2 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 .실트 섞인 점토(CL)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(17.656 × 9.990) = 13.281 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 149028.0 = 993520.00 kN/m³

Kv = 993520.000 × (13.281 / 0.3)$^{-3/4}$ = 57888.98 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 57888.980 = 19296.33 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 실트 섞인 모래(SM)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(17.656 × 9.990) = 13.281 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 180642.0 = 1204280.00 kN/m³

Kv = 1204280.000 × (13.281 / 0.3)$^{-3/4}$ = 70169.23 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 70169.230 = 23389.74 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 실트 섞인 점토(CL)

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(7.140 × 7.140) = 7.140 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 149028.0 = 993520.00 kN/m³

Kh = 993520.000 × (7.140 / 0.3)$^{-3/4}$ = 92202.75 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 92202.750 = 30734.25 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 실트 섞인 모래(SM)

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(7.140 × 7.140) = 7.140 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 180642.0 = 1204280.00 kN/m³

Kh = 1204280.000 × (7.140 / 0.3)$^{-3/4}$ = 111762.15 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 111762.150 = 37254.05 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.064/2 + 1.064/2) = 61578 kN/m	22~35
Ksb1	Ksb x (1.064/2 + 1.064/2) = 20526 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.098/2 + 1.098/2) = 101239 kN/m	17~20,37~40
Kss1	Kss x (1.098/2 + 1.098/2) = 33746 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.064/2 + 1.064/2) = 74641 kN/m	2~15
Ksb1	Ksb x (1.064/2 + 1.064/2) = 24880 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.700/2 + 1.064/2) = 96964 kN/m	1,16
Ksb1	Kh x (1.098/2 + 1.700/2) = 156355 kN/m	
Kv2	Kv x (1.064/2 + 1.700/2) = 79995 kN/m	21,36
Ksb2	Kh x (1.098/2 + 1.600/2) = 124382 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 .실트 섞인 점토(CL)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(17.656 × 9.990) = 13.281 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 95348.9 = 635659.33 kN/m³

Kv = 635659.330 × (13.281 / 0.3)$^{-3/4}$ = 37037.67 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 37037.670 = 12345.89 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 . 실트 섞인 모래(SM)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(17.656 × 9.990) = 13.281 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 115674.2 = 771161.33 kN/m³

Kv = 771161.330 × (13.281 / 0.3)$^{-3/4}$ = 44932.91 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 44932.910 = 14977.64 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 . 실트 섞인 점토(CL)

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(7.140 × 7.140) = 7.140 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 95348.9 = 635659.33 kN/m³

Kh = 635659.330 × (7.140 / 0.3)$^{-3/4}$ = 58991.81 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 58991.810 = 19663.94 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 . 실트 섞인 모래(SM)

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(7.140 × 7.140) = 7.140 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 115674.2 = 771161.33 kN/m³

Kh = 771161.330 × (7.140 / 0.3)$^{-3/4}$ = 71566.95 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 71566.950 = 23855.65 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.064/2 + 1.064/2) = 39398 kN/m	22~35
Ksb1	Ksb x (1.064/2 + 1.064/2) = 13133 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.098/2 + 1.098/2) = 64773 kN/m	17~20,37~40
Kss1	Kss x (1.098/2 + 1.098/2) = 21591 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.064/2 + 1.064/2) = 47796 kN/m	2~15
Ksb1	Ksb x (1.064/2 + 1.064/2) = 15932 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.700/2 + 1.064/2) = 62091 kN/m	1.16
Ksb1	Kh x (1.098/2 + 1.700/2) = 100122 kN/m	
Kv2	Kv x (1.064/2 + 1.700/2) = 51181 kN/m	21.36
Ksb2	Kh x (1.098/2 + 1.600/2) = 79580 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

	성능기 / 준 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
설계지진	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수,I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반 분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500 kN/m²
- 토 사	: 3.655 × 19.00	=	69.445 kN/m²
	∴ Total Wd1	=	80.945 kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500 kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00	=	9.500 kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 3.155 × 10.00	=	31.550 kN/m²
	∴ Total Wd2	=	52.550 kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D.m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 4.155m

- Wl1 = 15.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 15.000 × 0.500 = 7.500 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 4.455 × 19.000) × 0.500 = 48.073 kN/m²
Wh2 = 48.073 + 1.098 × 19.000 × 0.500 = 58.504 kN/m²
Wh3 = 58.504 + 1.098 × 19.000 × 0.500 = 68.935 kN/m²
Wh4 = 68.935 + 1.098 × 19.000 × 0.500 = 79.366 kN/m²
Wh5 = 79.366 + 1.098 × 19.000 × 0.500 = 89.797 kN/m²
Wh6 = 89.797 + 1.098 × 19.000 × 0.500 = 100.228 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 3.955 × 10.000 = 30.275 kN/m²
Wh2 = 30.275 + 1.098 × 10.000 × 0.500 = 35.765 kN/m²
Wh3 = 35.765 + 1.098 × 10.000 × 0.500 = 41.255 kN/m²
Wh4 = 41.255 + 1.098 × 10.000 × 0.500 = 46.745 kN/m²
Wh5 = 46.745 + 1.098 × 10.000 × 0.500 = 52.235 kN/m²
Wh6 = 52.235 + 1.098 × 10.000 × 0.500 = 57.725 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 3.155 × 10.000 = 31.550 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 3.955 × 10.000 = 39.550 kN/m²
Ww3 = 39.550 + 1.098 × 10.000 = 50.530 kN/m²
Ww4 = 50.530 + 1.098 × 10.000 = 61.510 kN/m²
Ww5 = 61.510 + 1.098 × 10.000 = 72.490 kN/m²
Ww6 = 72.490 + 1.098 × 10.000 = 83.470 kN/m²
Ww7 = 83.470 + 1.098 × 10.000 = 94.450 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww8 = (4.155 + 7.140 - 1.000) × 10.000 = 102.950 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	0.453	248.600	198.900	19.000	0.007	0.009
실트 섞인 모래(SM)	2.200	153.000	122.400	20.000	0.058	0.072
실트 섞인 점토(CL)	7.200	166.400	133.100	20.000	0.173	0.216
실트 섞인 모래(SM)	1.300	183.200	146.600	20.000	0.028	0.035
모래와 자갈 섞인 흐박돌	0.900	183.200	146.600	20.000	0.020	0.025
풍화토	4.100	217.200	173.800	20.000	0.076	0.094
연암(SR)	13.847	294.700	235.800	20.000	0.188	0.235
계					0.550	0.686

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.550 = 0.688	1.25 Tg' = 1.25 × 0.686 = 0.857

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단.별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)　　- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

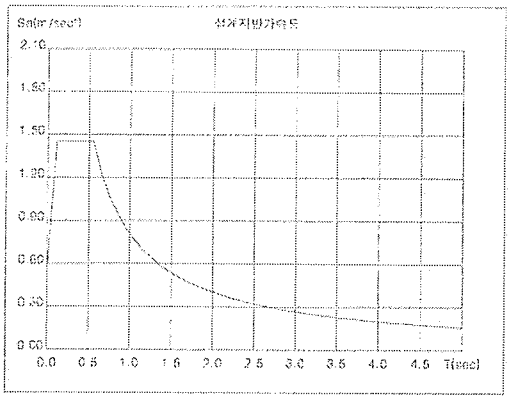
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg　　= 1.170 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.924 m/s²

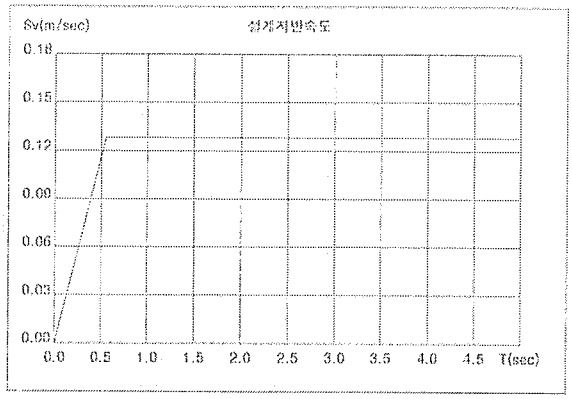
5) 속도 응답스펙트럼(Sv)　　- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.688 / 2π × 1.170 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.857 / 2π × 1.924 = 0.262 m/s

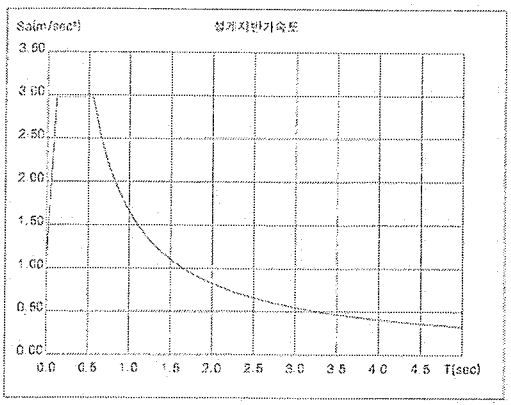
6) 설계응답 응답스펙트럼

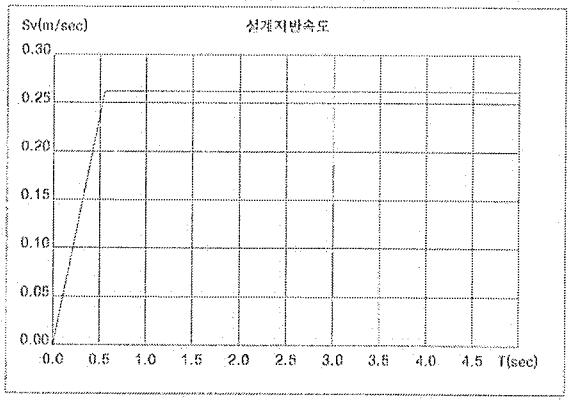
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 4.955 m
- 하부슬래브 EL. = 10.445 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.688 \times \cos(\pi \times 4.955 / (2 \times 30.000)) = 0.017248$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.688 \times \cos(\pi \times 10.445 / (2 \times 30.000)) = 0.015243$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.857 \times \cos(\pi \times 4.955 / (2 \times 30.000)) = 0.043977$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.857 \times \cos(\pi \times 10.445 / (2 \times 30.000)) = 0.038864$

$Po = Ksb.top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 19296.330 \times (0.017248 - 0.015243)$ $= 38.689\ kN/m^2$	$Po = 12345.890 \times (0.043977 - 0.038864)$ $= 63.125\ kN/m^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m^3)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m^2)
4.955	92202.750	0.017248	0.002005	184.867
6.053	92202.750	0.016957	0.001714	158.036
7.151	92202.750	0.016609	0.001366	125.949
8.249	92202.750	0.016207	0.000964	88.883
9.347	92202.750	0.015751	0.000508	46.839
10.445	111762.150	0.015243	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m^3)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m^2)
4.955	58991.810	0.043977	0.005113	301.625
6.053	58991.810	0.043234	0.004370	257.794
7.151	58991.810	0.042348	0.003484	205.527
8.249	58991.810	0.041322	0.002458	145.002
9.347	58991.810	0.040159	0.001295	76.394
10.445	71566.950	0.038864	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

Uh1 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zu/(2 × H))

Uh2 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zb/(2 × H))

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	56450.000 × 0.000199 = 11.230	36117.000 × 0.000508 = 18.350
Vb	68425.000 × 0.000450 = 30.790	43816.000 × 0.001147 = 50.260
Vs	(11.230 + 30.790) / 2 = 21.010	(18.350 + 50.260) / 2 = 34.310

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.600×25.000×0.074×(1 - 0.015×4.105) = 2.778	fu = 1.600×25.000×0.182×(1 - 0.015×4.105) = 6.832

② 하부슬래브

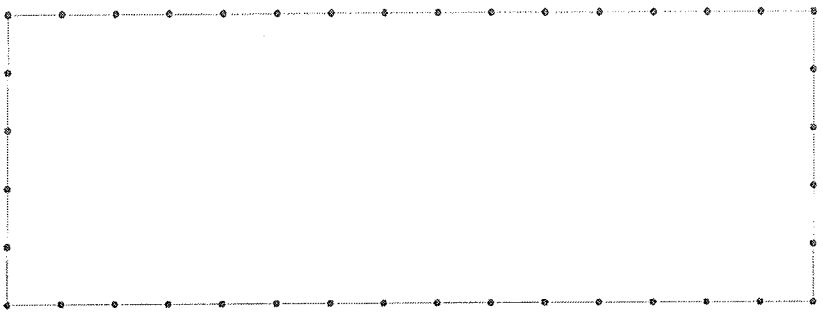
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.700×25.000×0.074×(1 - 0.015×9.595) = 2.692	fb = 1.700×25.000×0.182×(1 - 0.015×9.595) = 6.622

③ 측벽

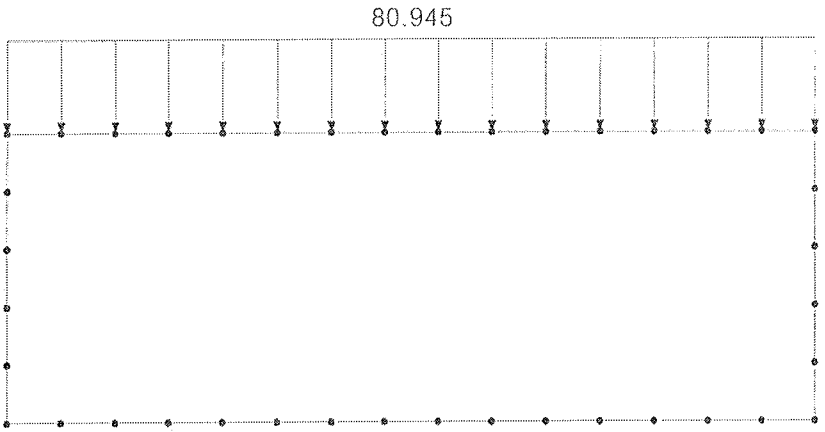
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×4.105) = 2.951	f1 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×4.105) = 7.259
f2 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×5.203) = 2.900	f2 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×5.203) = 7.131
f3 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×6.301) = 2.848	f3 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×6.301) = 7.004
f4 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×7.399) = 2.796	f4 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×7.399) = 6.877
f5 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×8.497) = 2.744	f5 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×8.497) = 6.749
f6 = 1.700×25.000×0.074×(1-0.015×9.595) = 2.692	f6 = 1.700×25.000×0.182×(1-0.015×9.595) = 6.622

10. 하 중 재 하 (상시)

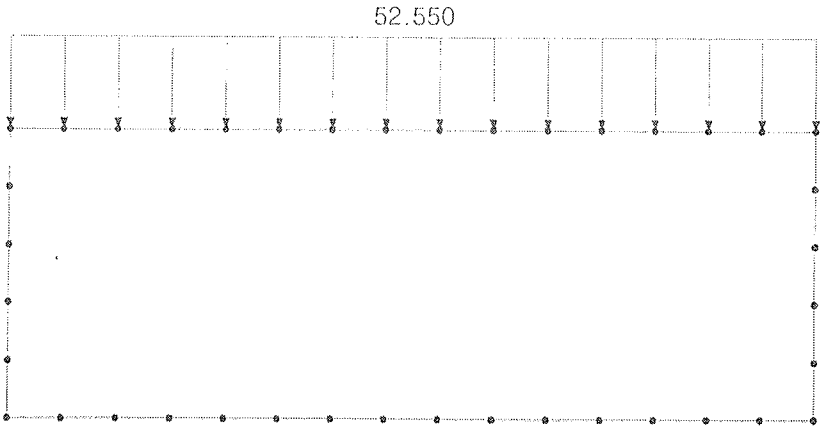
1) CASE1 - 구체자중(SW)



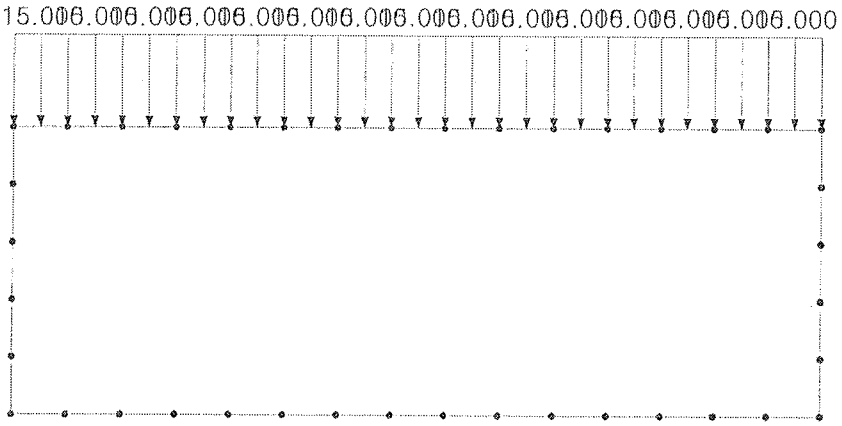
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



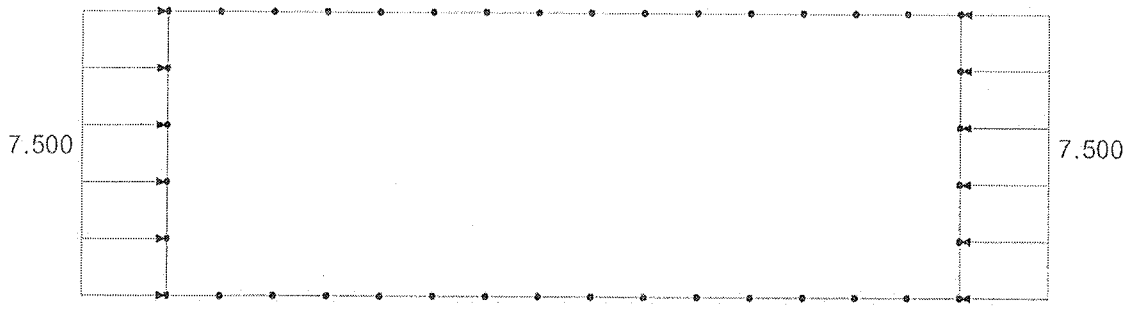
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



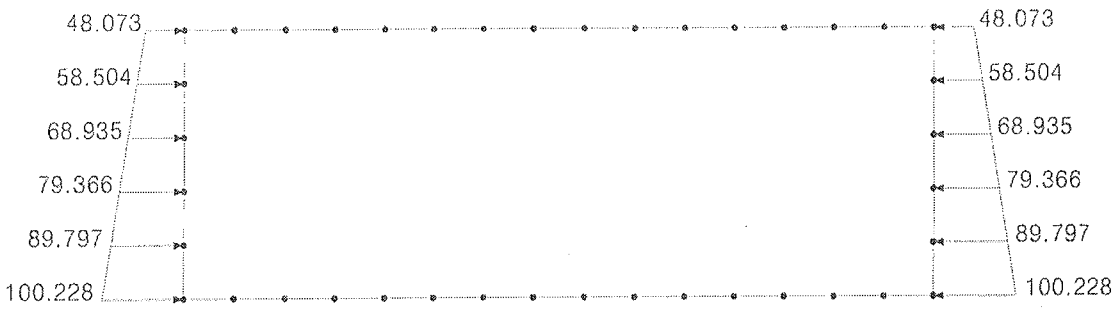
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



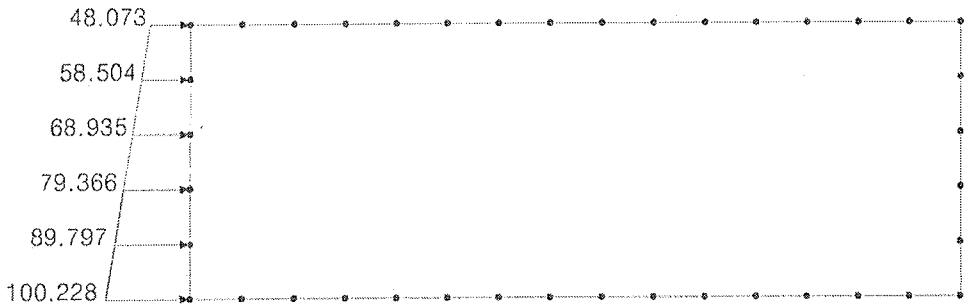
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



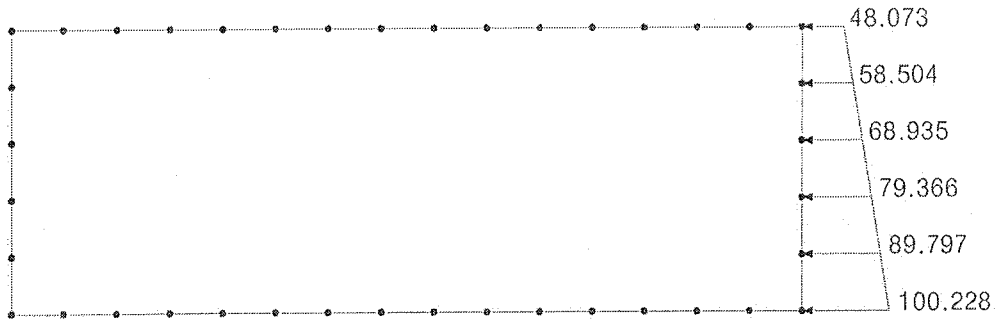
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



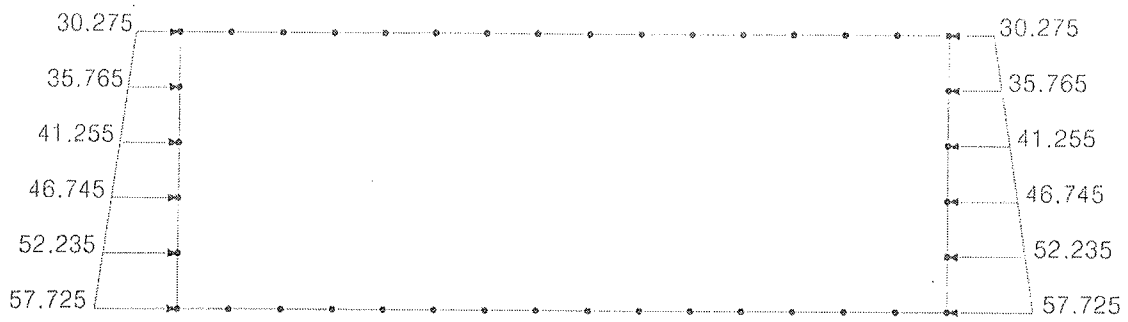
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



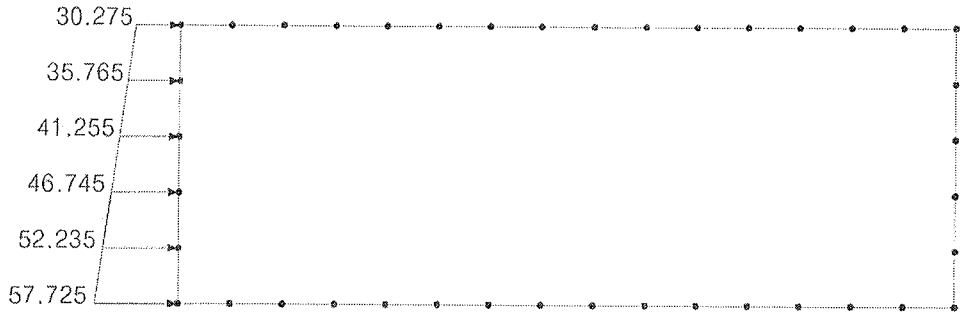
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



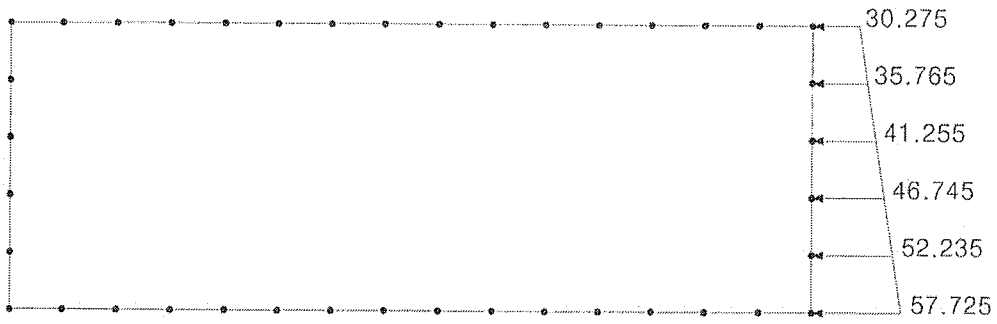
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



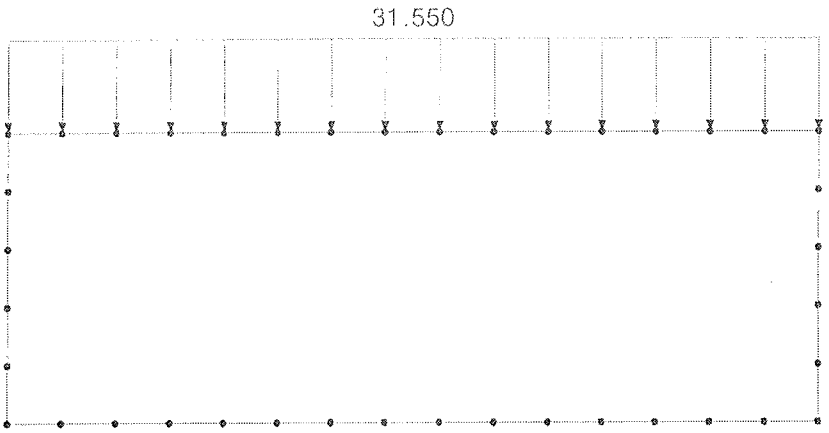
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



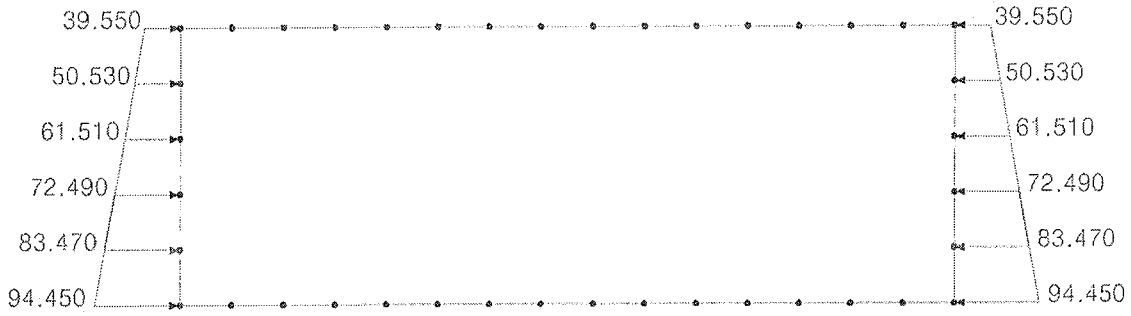
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



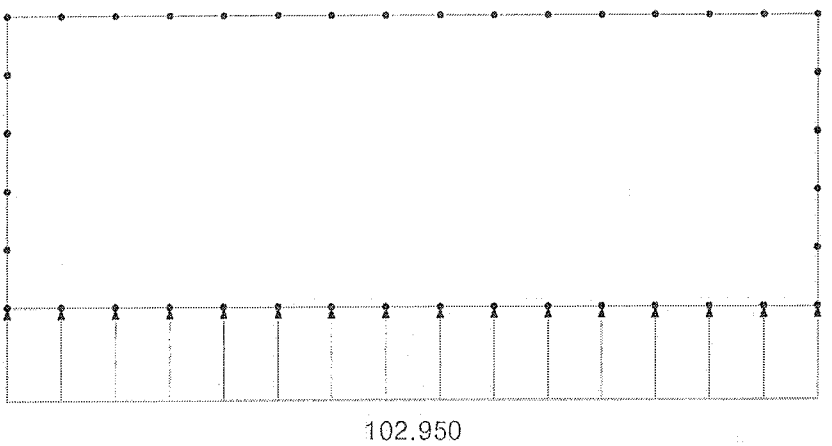
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



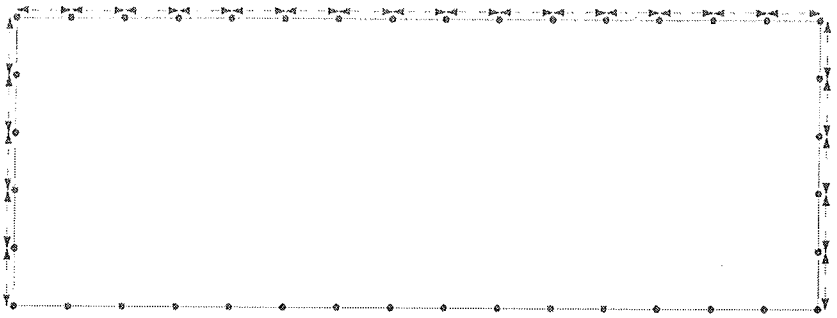
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



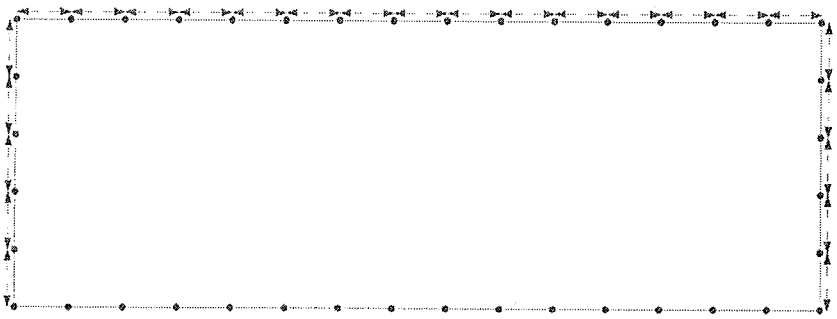
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



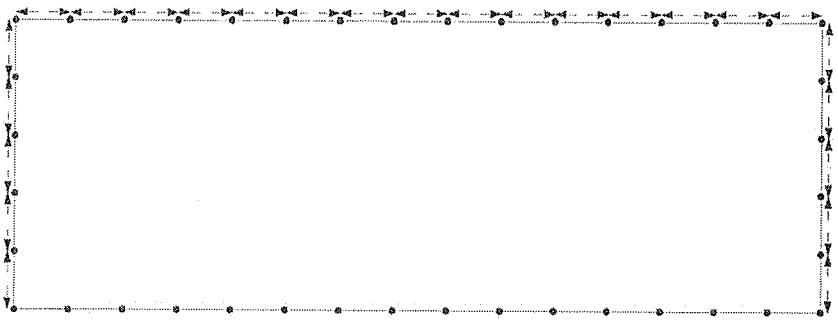
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

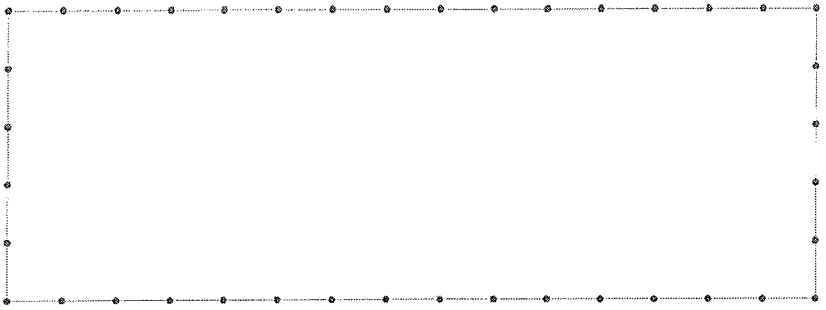


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

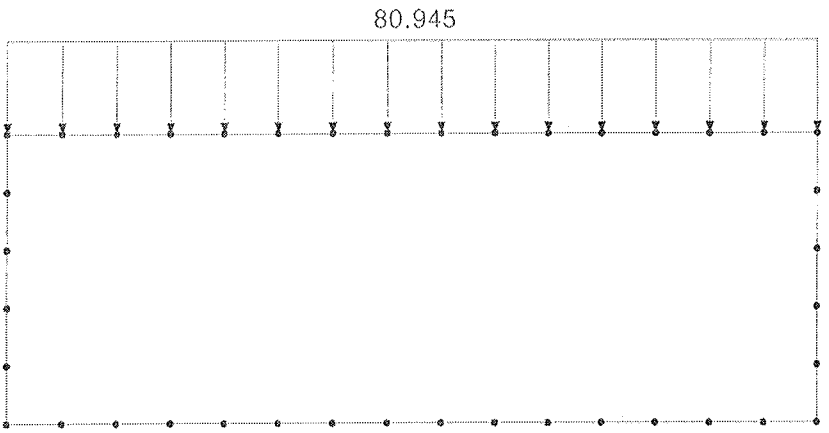


11. 하중 재하 (기능수행)

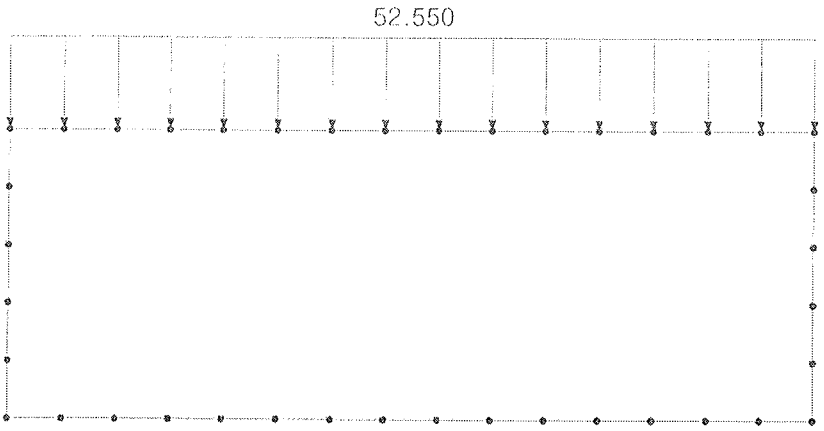
1) CASE1 - 구체자중(SW)



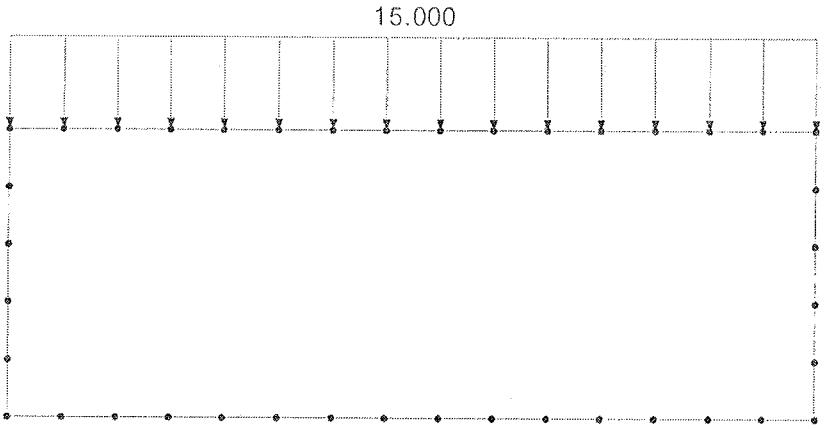
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



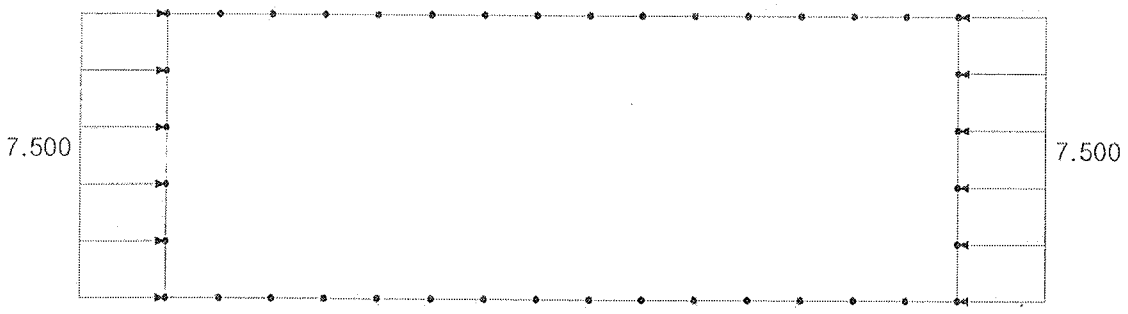
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



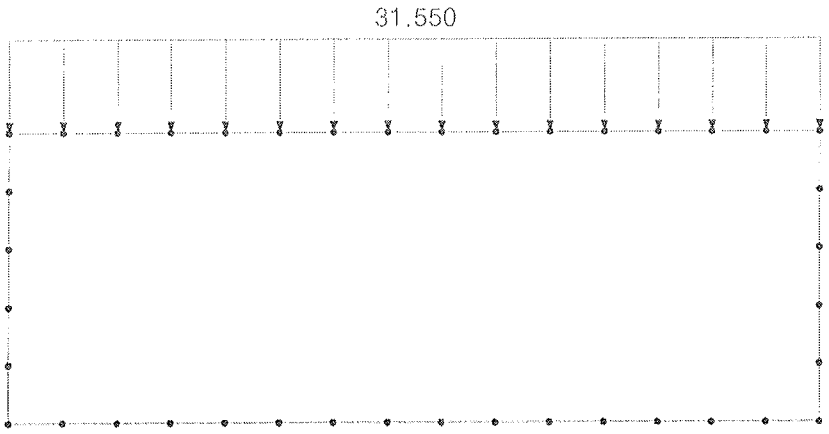
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



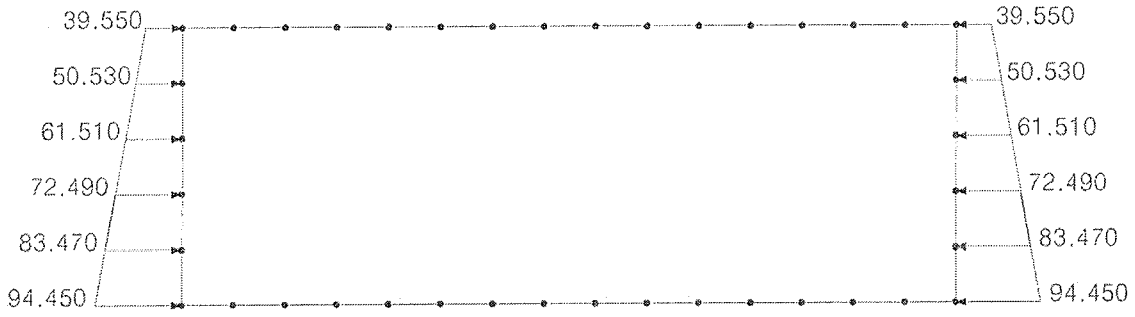
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



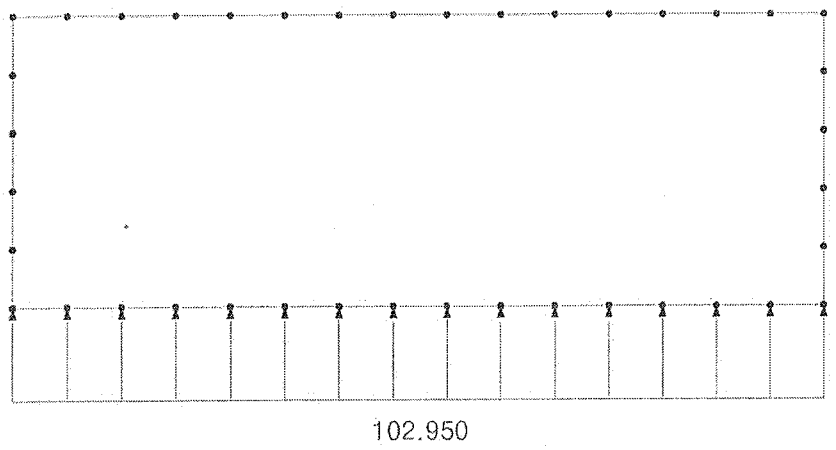
6) CASE6 - 연직수압(WATERV)



7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

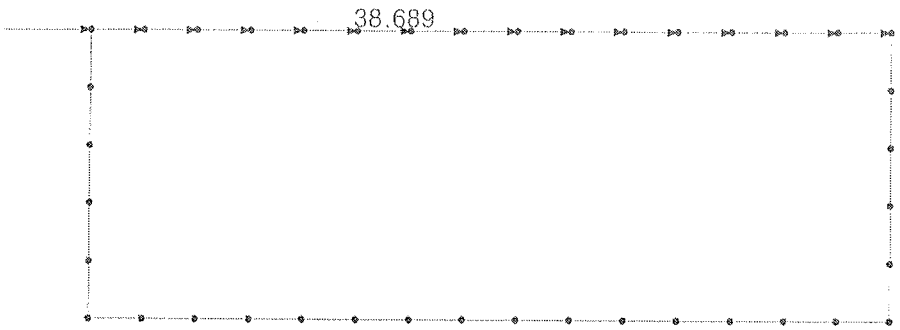


8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)

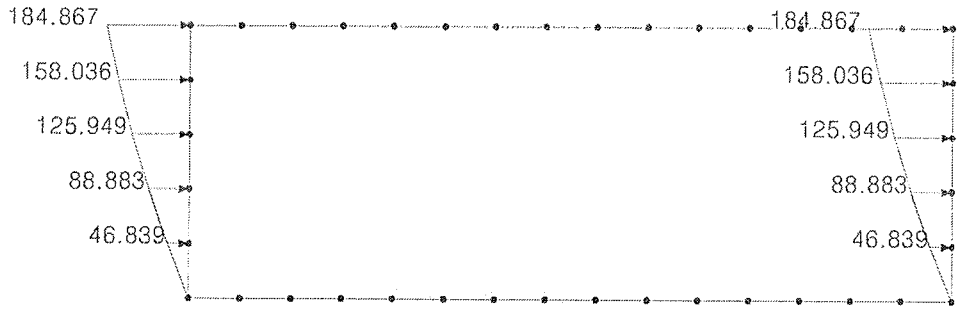


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

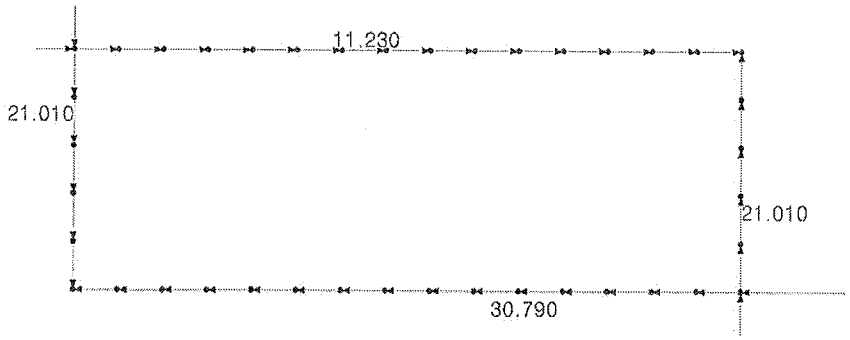
9) CASE9 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



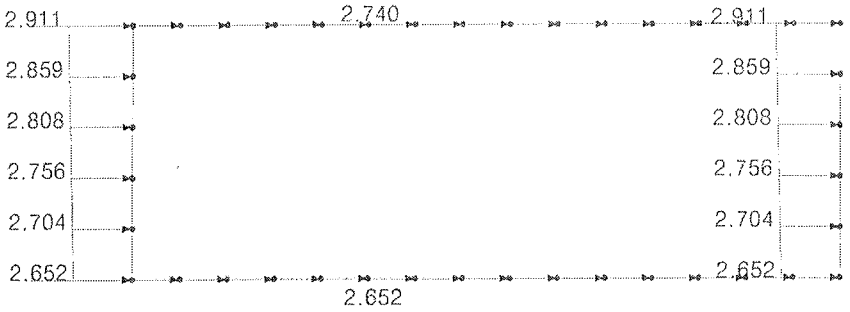
10) CASE10 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



11) CASE11 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

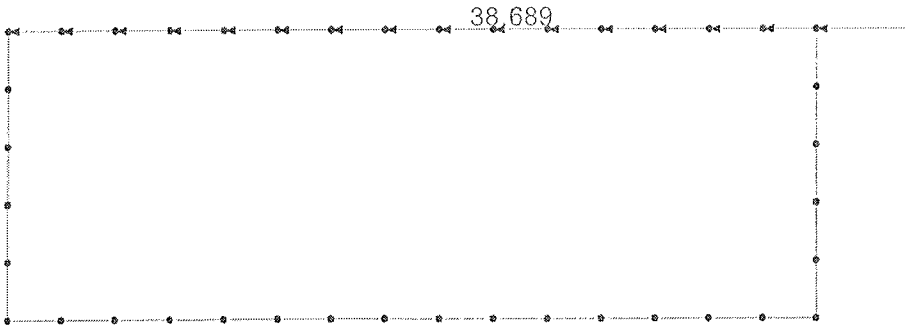


12) CASE12 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

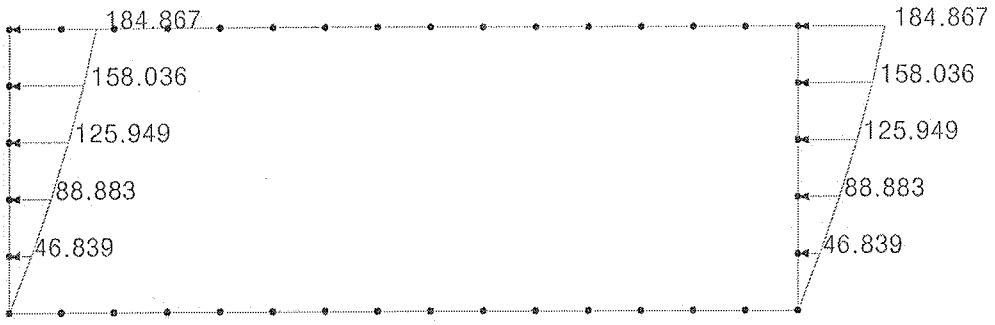


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

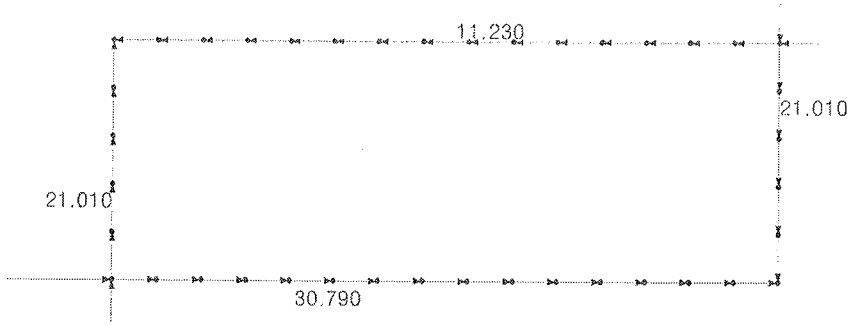
13) CASE13 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



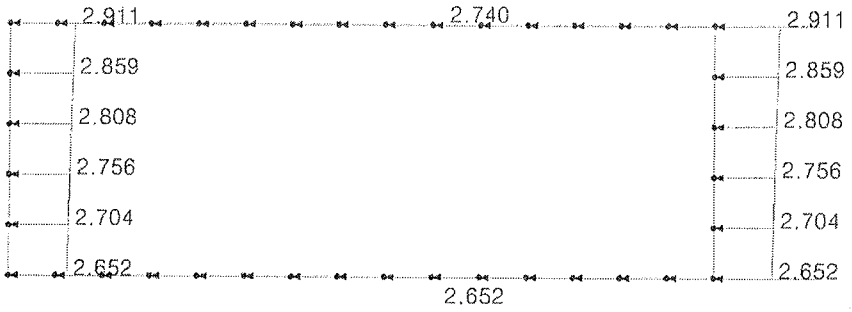
14) CASE14 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



15) CASE15 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

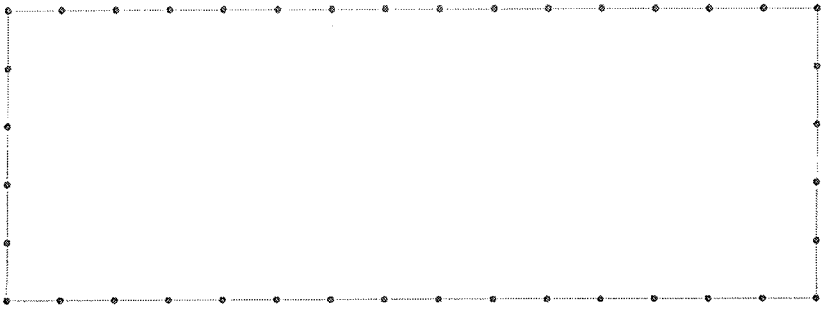


16) CASE16 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

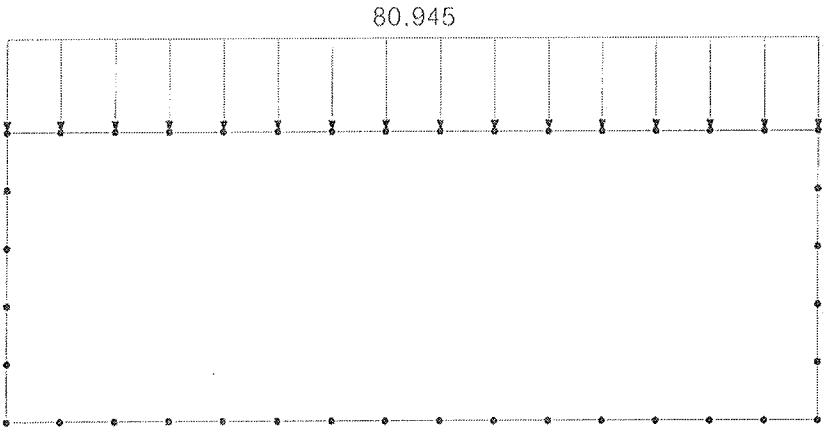


12. 하중 재하 (붕괴방지)

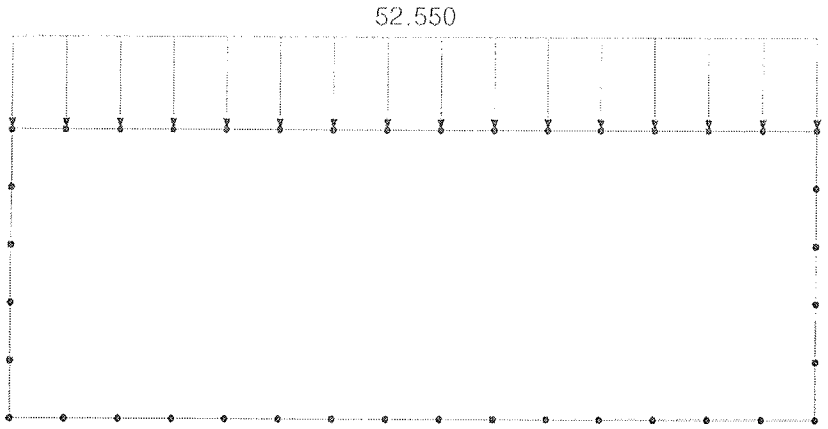
1) CASE1 - 구체자중(SW)



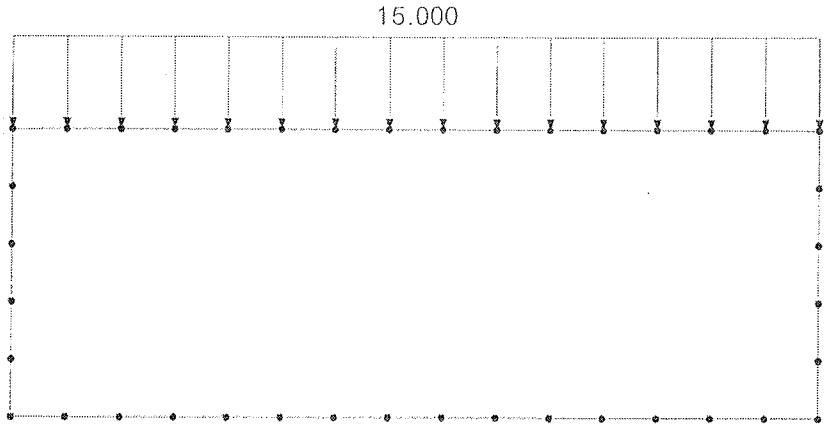
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



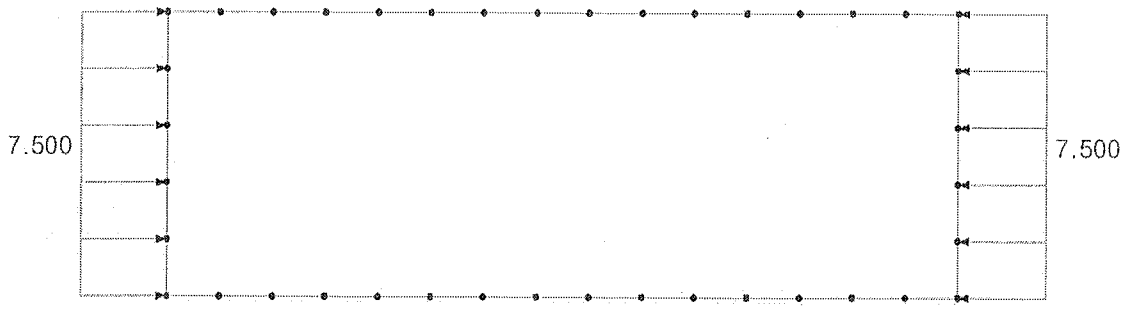
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



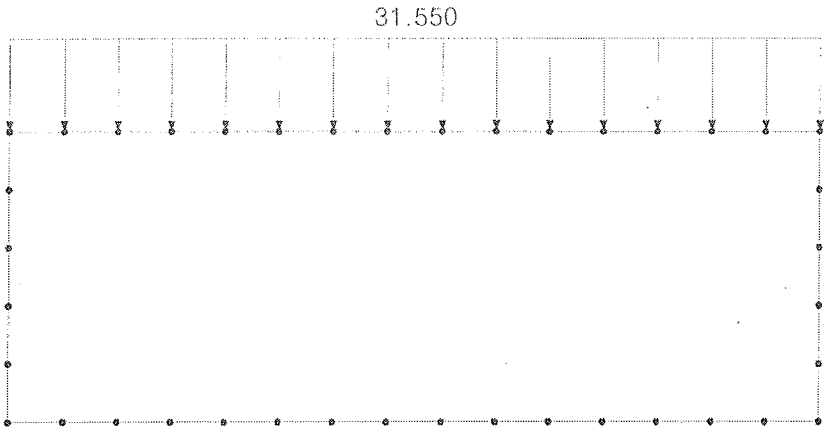
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



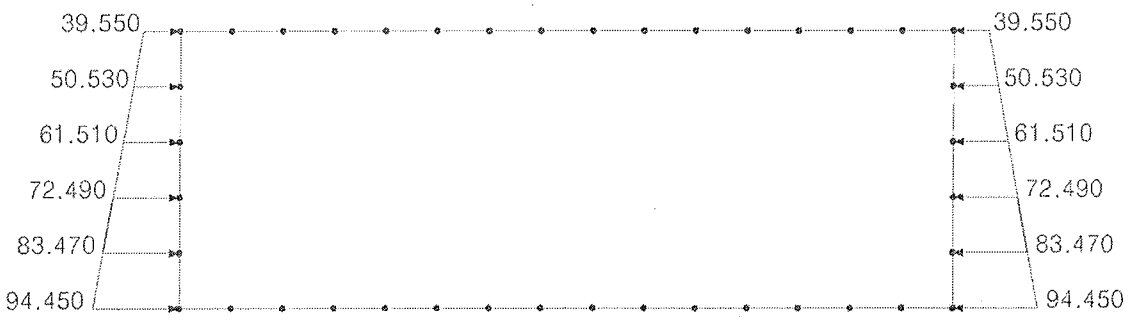
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



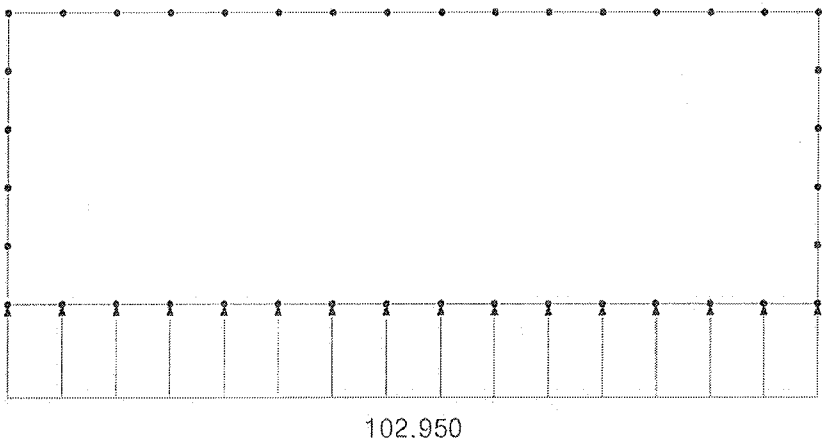
6) CASE6 - 연직수압(WATERV)



7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

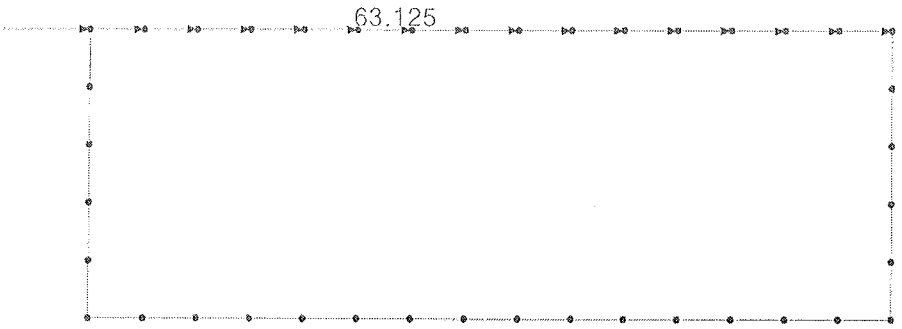


8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)

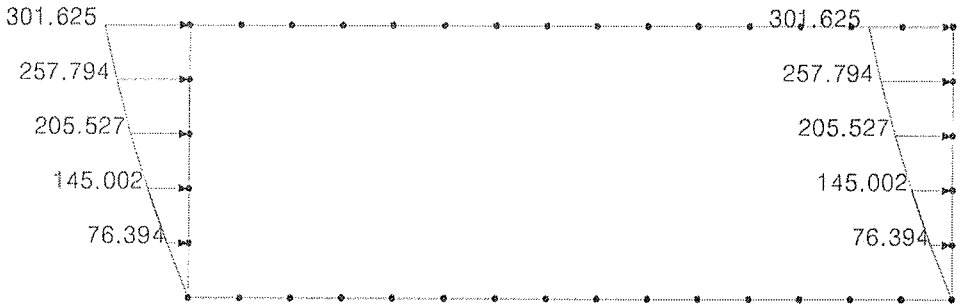


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

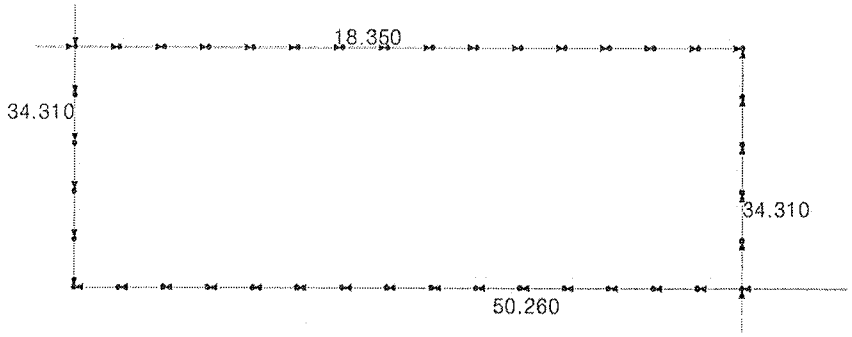
9) CASE9 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



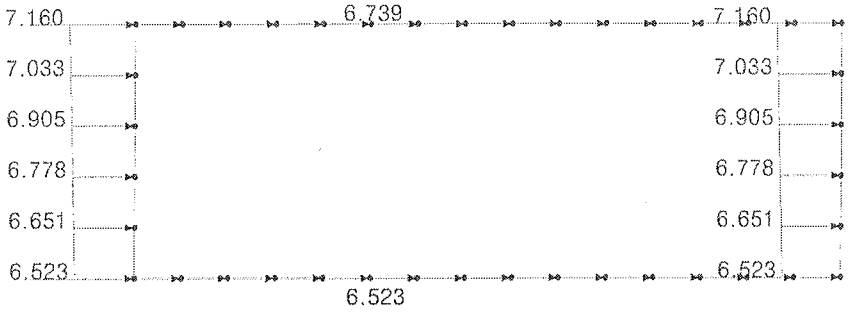
10) CASE10 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



11) CASE11 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

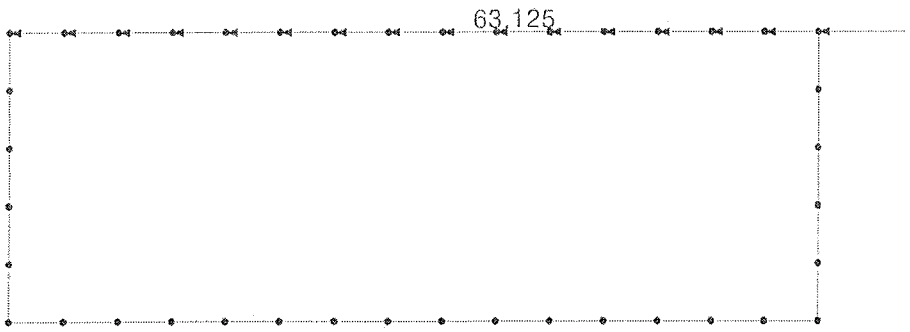


12) CASE12 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

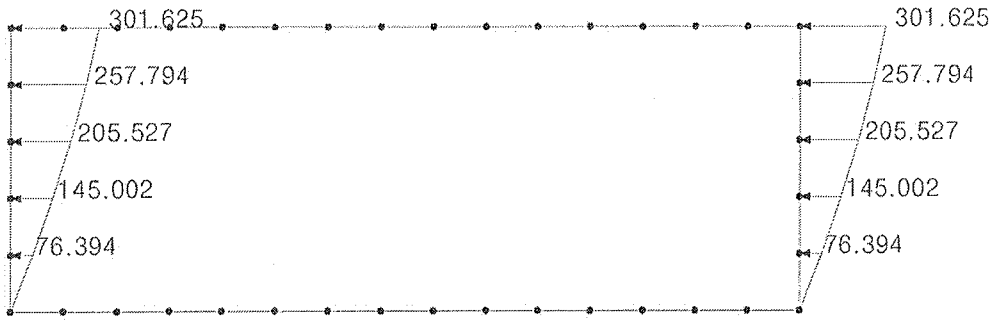


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

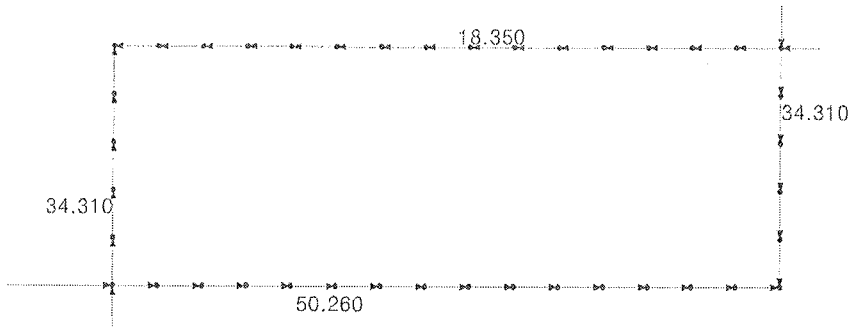
13) CASE13 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



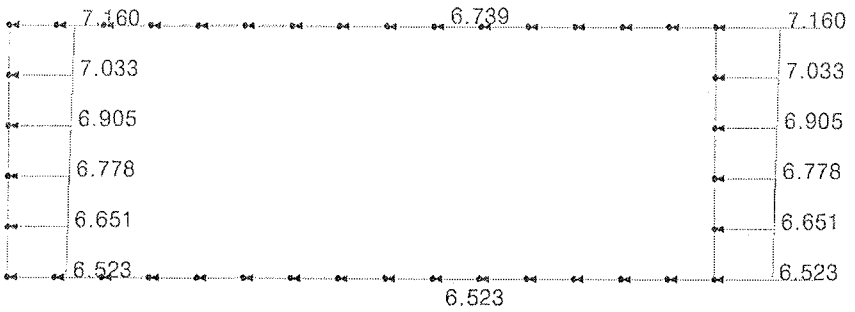
14) CASE14 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



15) CASE15 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



16) CASE16 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.946, h = 4.155 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.514	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.514	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.514	1.600	1.600	1.200	1.514	●
LC7	1.200	1.514	1.600	0.800	1.200	1.514	●
LC8	0.900	0.900		1.600		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	●

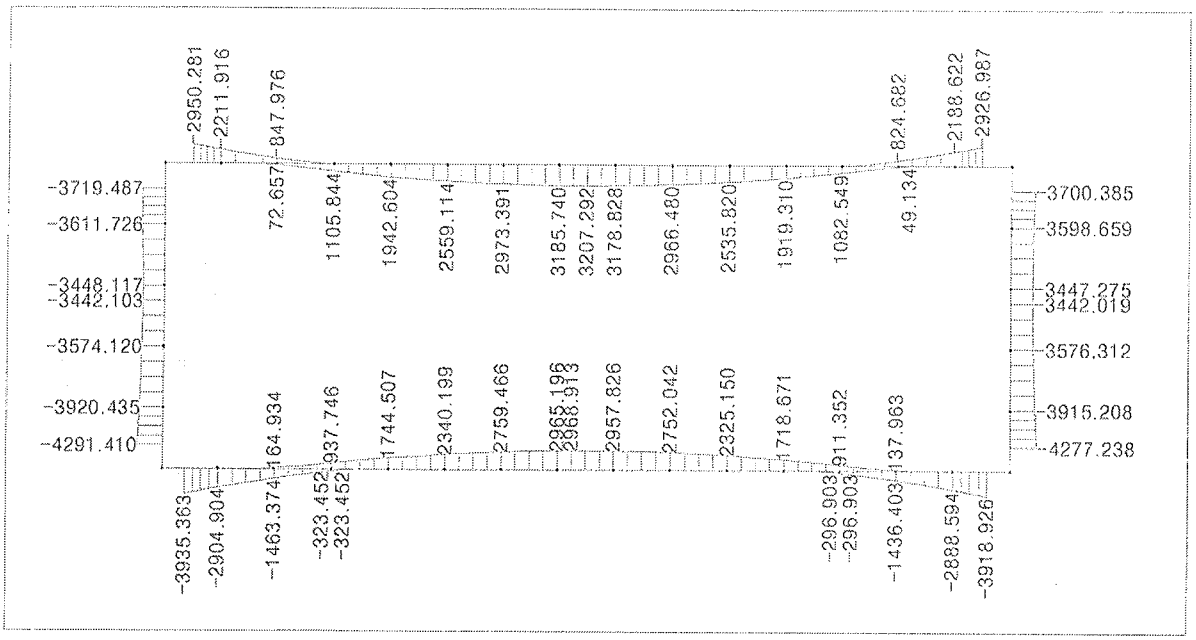
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.400	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.400	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.400	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.400	●

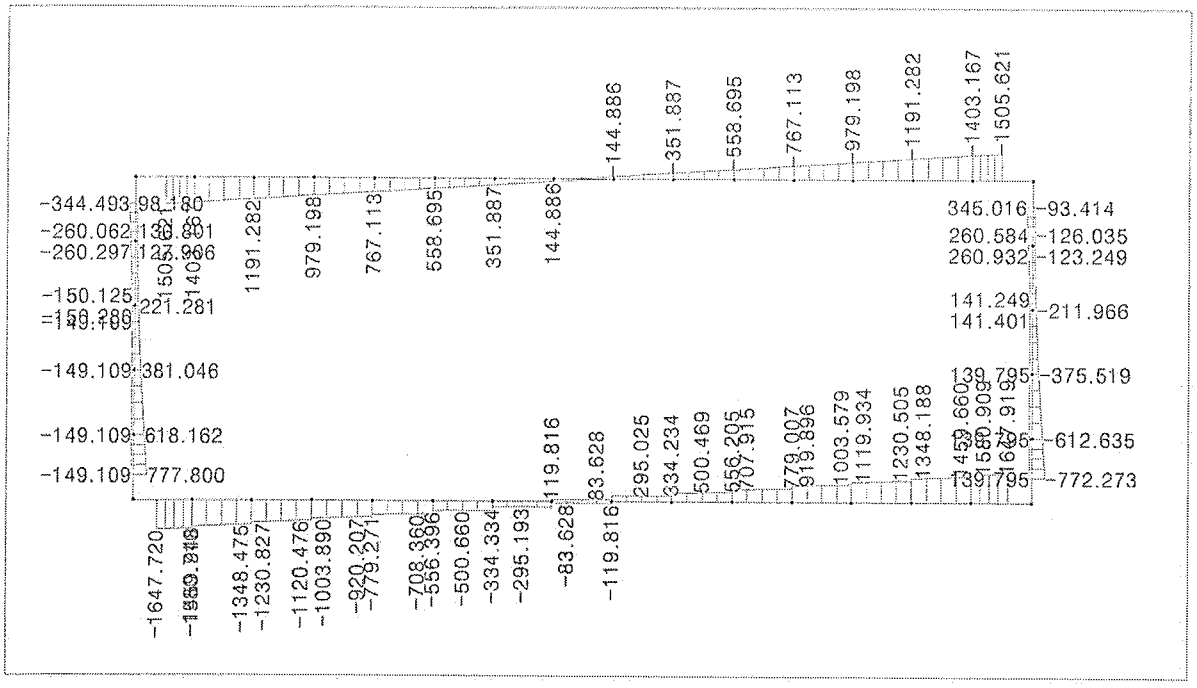
14. 단면력정리

14.1 상시

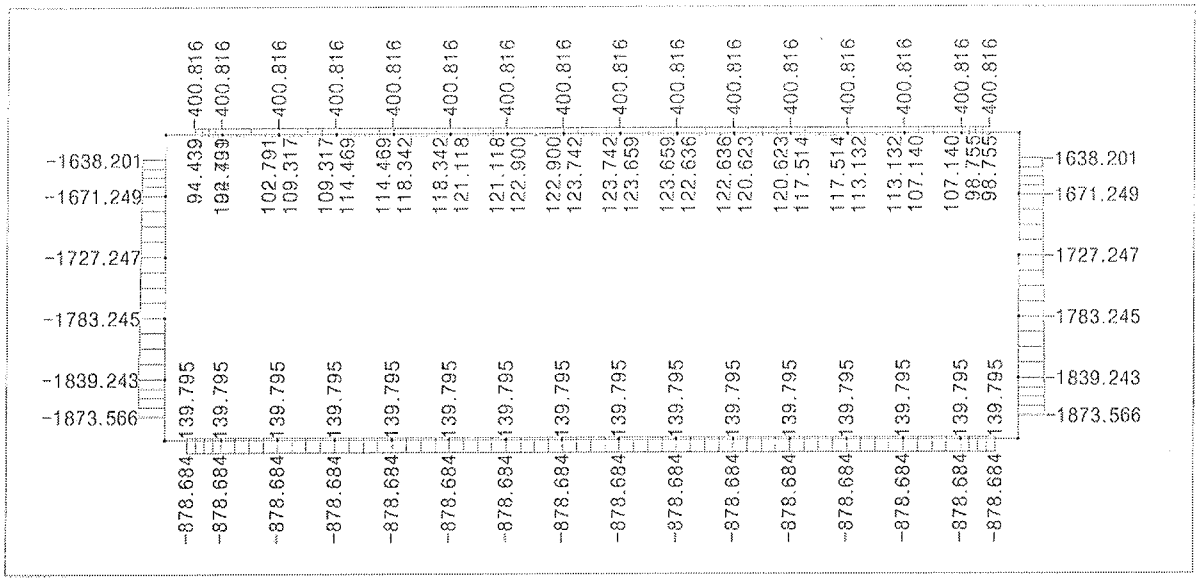
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



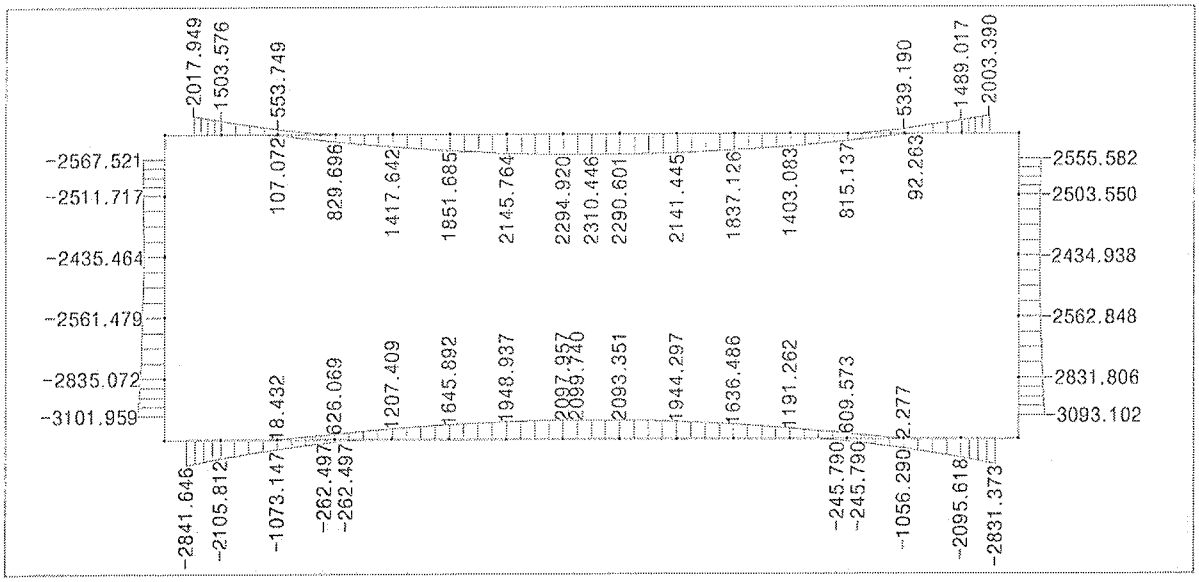
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

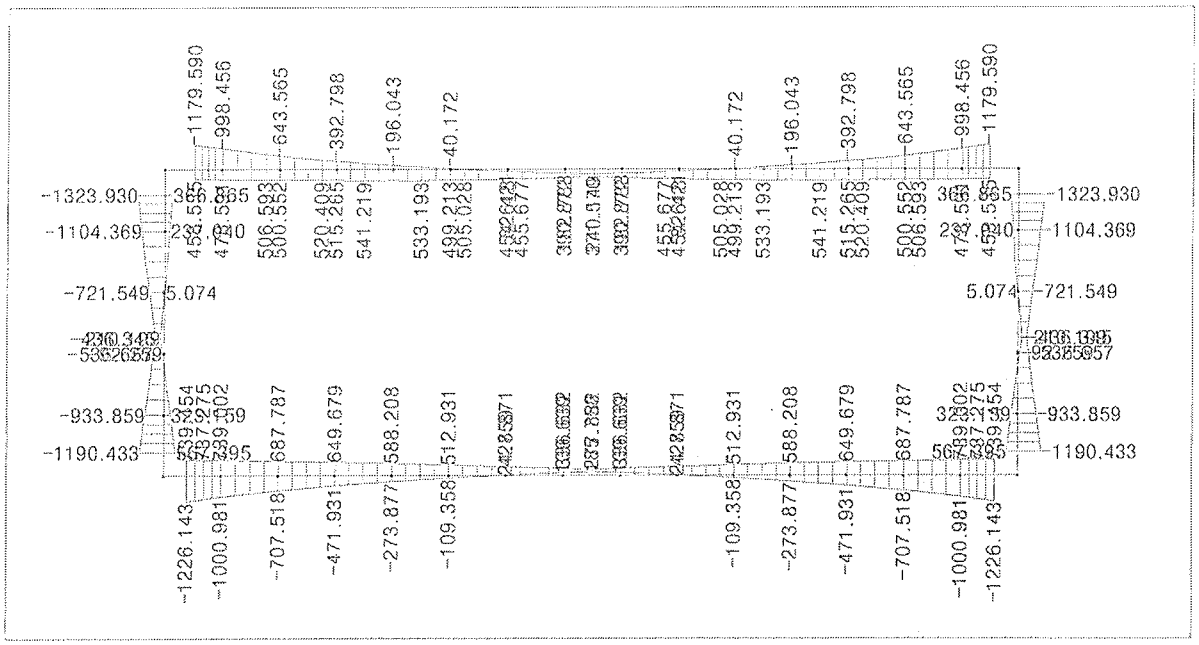


5) 단면력 정리

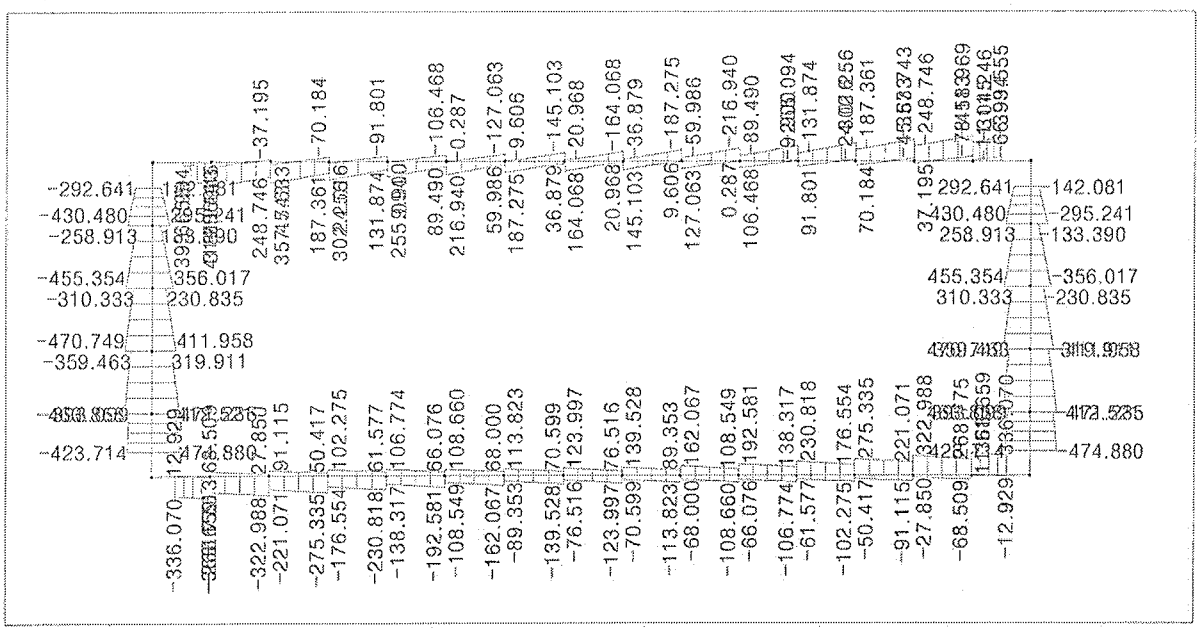
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	2950.28	1146.91	400.82	2017.95	1000.00	1766.67	
		중앙부	2	3207.29	41.39	400.82	2310.45	1000.00	1600.00	
		우측	3	2926.99	1146.91	400.82	2003.39	1000.00	1766.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	3935.36	1197.00	878.68	2841.65	1000.00	1700.00	
		중앙부	5	2968.91	106.25	878.68	2099.74	1000.00	1700.00	
		우측	6	3918.93	1196.67	878.68	2831.37	1000.00	1700.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	3719.49	232.10	1638.20	2567.52	1000.00	1866.67	
		추가1	8	3478.41	221.28	1755.25	2473.09	1000.00	1700.00	
		중앙부	9	0.00	777.80	1873.57	0.00	1000.00	1700.00	
		하부	10	4291.41	777.80	1873.57	3101.96	1000.00	1700.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	3700.39	222.82	1638.20	2555.58	1000.00	1866.67	
		추가1	12	3479.09	375.52	1755.25	2473.51	1000.00	1700.00	
		중앙부	13	0.00	772.27	1873.57	0.00	1000.00	1700.00	
		하부	14	4277.24	772.27	1873.57	3093.10	1000.00	1700.00	

14.2 지진시(기능수행)

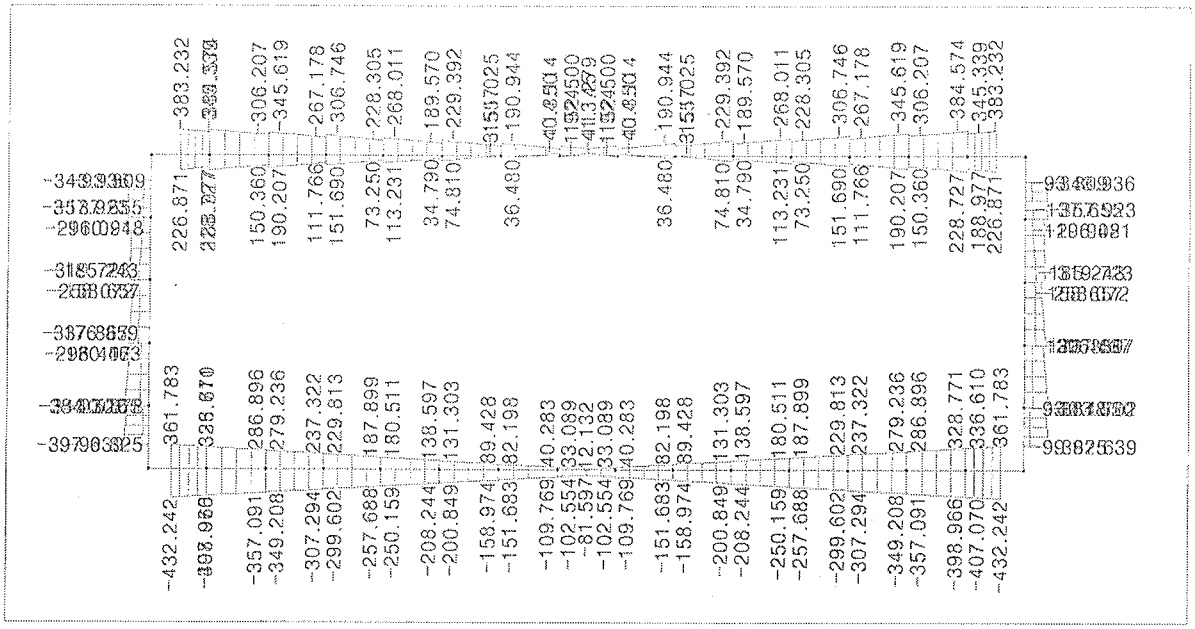
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

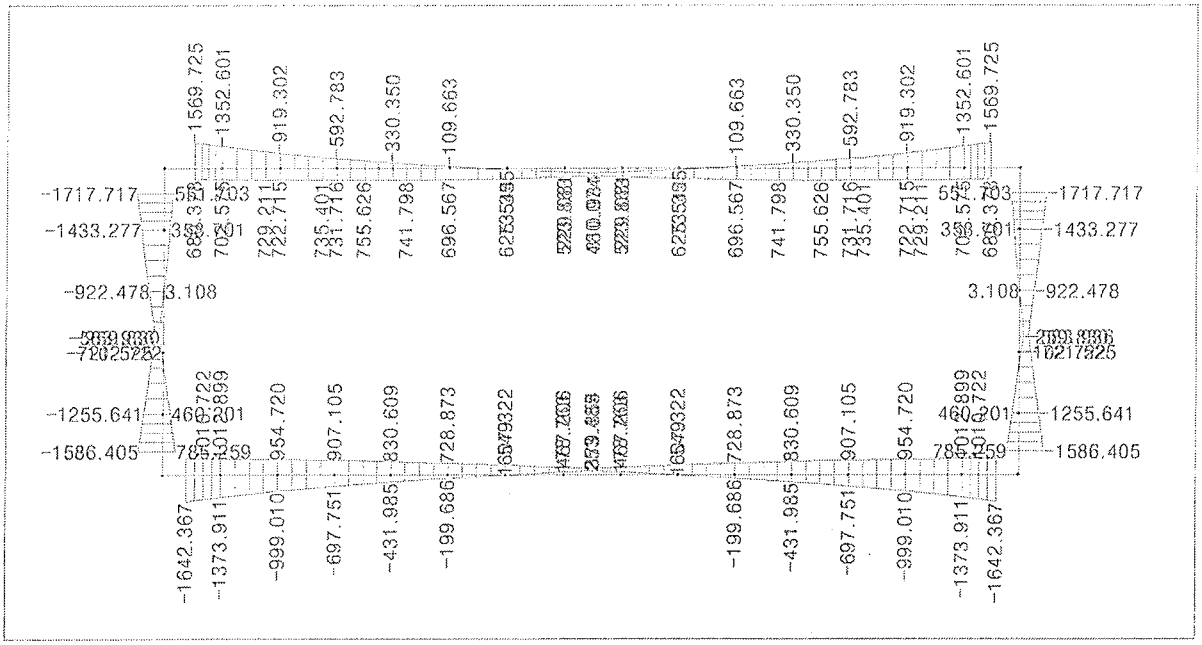


4) 단면력 정리

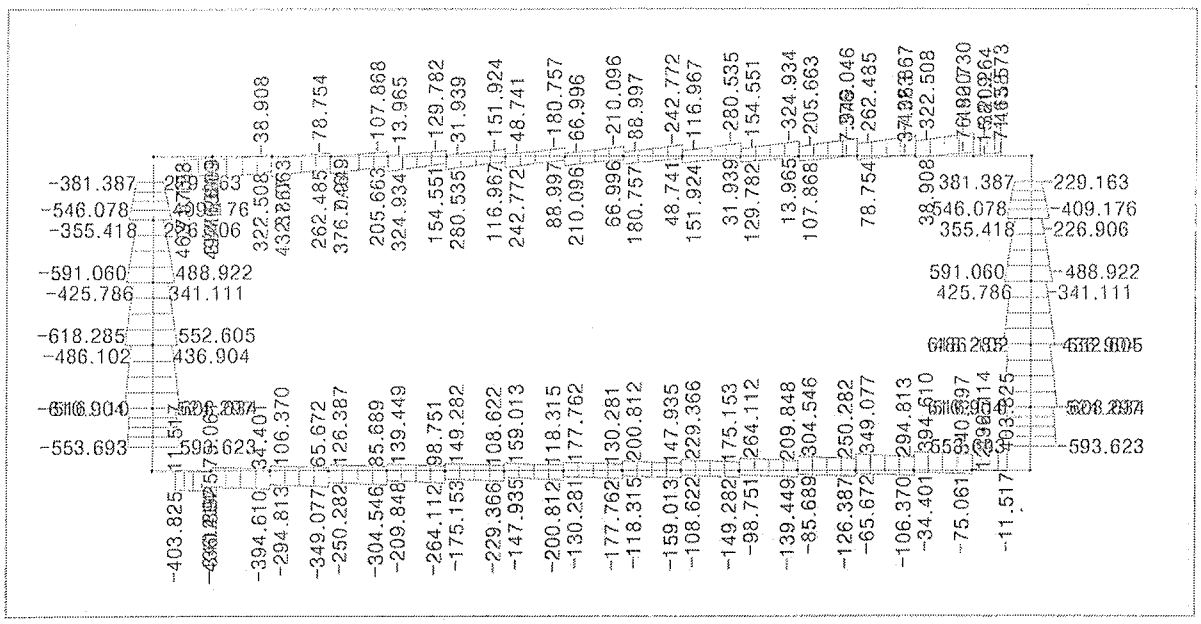
구분	위치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1179.59	322.10	383.23	1000.00	1766.67	
		중앙부	2	371.57	78.88	113.28	1000.00	1600.00	
		우측	3	1179.59	322.10	383.23	1000.00	1766.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1226.14	237.52	432.24	1000.00	1700.00	
		중앙부	5	305.45	110.43	92.08	1000.00	1700.00	
		우측	6	1226.14	237.52	432.24	1000.00	1700.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	1323.93	323.89	343.94	1000.00	1866.67	
		추가1	8	528.55	310.33	343.94	1000.00	1700.00	
		중앙부	9	567.40	474.88	397.64	1000.00	1700.00	
		하부	10	1190.43	474.88	480.08	1000.00	1700.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	1323.93	323.93	343.94	1000.00	1866.67	
		추가1	12	528.55	470.75	397.64	1000.00	1700.00	
		중앙부	13	567.40	474.88	397.64	1000.00	1700.00	
		하부	14	1190.43	474.88	397.64	1000.00	1700.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

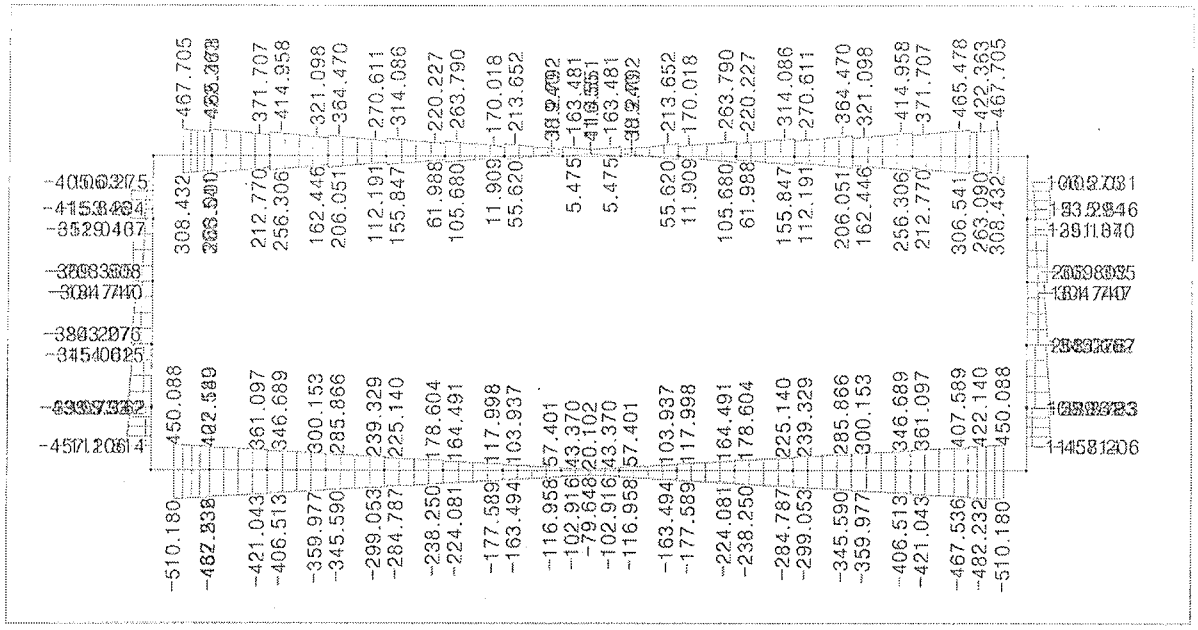
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1569.73	397.22	467.71	1000.00	1766.67	
		중앙부	2	480.07	124.91	116.55	1000.00	1600.00	
		우측	3	1569.73	397.22	467.71	1000.00	1766.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1642.37	311.27	510.18	1000.00	1700.00	
		중앙부	5	421.73	164.20	91.28	1000.00	1700.00	
		우측	6	1642.37	311.27	510.18	1000.00	1700.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	1717.72	442.53	405.03	1000.00	1866.67	
		추가1	8	660.63	425.79	405.03	1000.00	1700.00	
		중앙부	9	785.26	593.62	457.21	1000.00	1700.00	
		하부	10	1586.41	593.62	535.23	1000.00	1700.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	1717.72	442.58	405.03	1000.00	1866.67	
		추가1	12	660.63	618.29	457.21	1000.00	1700.00	
		중앙부	13	785.26	593.62	457.21	1000.00	1700.00	
		하부	14	1586.41	593.62	457.21	1000.00	1700.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-2950.28	-	-1569.73	-1179.59	-2950.28	
		중앙부	2	3207.29	-	480.07	371.57	3207.29	
		우측	3	-2926.99	-	-1569.73	-1179.59	-2926.99	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-3935.36	-	-1642.37	-1226.14	-3935.36	
		중앙부	5	2968.91	-	421.73	305.45	2968.91	
		우측	6	-3918.93	-	-1642.37	-1226.14	-3918.93	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-3719.49	-	-1717.72	-1323.93	-3719.49	
		추가1	8	-3478.41	-	-660.63	-528.55	-3478.41	
		중앙부	9	-	-	785.26	567.40	785.26	
		하부	10	-4291.41	-	-1586.41	-1190.43	-4291.41	
우측 벽체	1 층	상부	11	-3700.39	-	-1717.72	-1323.93	-3700.39	
		추가1	12	-3479.09	-	-660.63	-528.55	-3479.09	
		중앙부	13	-	-	785.26	567.40	785.26	
		하부	14	-4277.24	-	-1586.41	-1190.43	-4277.24	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1146.91	-	397.22	322.10	1146.91	
		중앙부	2	41.39	-	124.91	78.88	124.91	
		우측	3	-1146.91	-	-397.22	-322.10	-1146.91	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1197.00	-	-311.27	-237.52	-1197.00	
		중앙부	5	106.25	-	164.20	110.43	164.20	
		우측	6	1196.67	-	311.27	237.52	1196.67	
좌측 벽체	1 층	상부	7	232.10	-	-442.53	-323.89	-442.53	
		추가1	8	221.28	-	-425.79	-310.33	-425.79	
		중앙부	9	777.80	-	593.62	474.88	777.80	
		하부	10	777.80	-	593.62	474.88	777.80	
우측 벽체	1 층	상부	11	-222.82	-	442.58	323.93	442.58	
		추가1	12	-375.52	-	618.29	470.75	618.29	
		중앙부	13	-772.27	-	-593.62	-474.88	-772.27	
		하부	14	-772.27	-	-593.62	-474.88	-772.27	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-400.82	-	-467.71	-383.23	-467.71	
		중앙부	2	-400.82	-	-116.55	-113.28	-400.82	
		우측	3	-400.82	-	-467.71	-383.23	-467.71	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-878.68	-	-510.18	-432.24	-878.68	
		중앙부	5	-878.68	-	-91.28	-92.08	-878.68	
		우측	6	-878.68	-	-510.18	-432.24	-878.68	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-1638.20	-	-405.03	-343.94	-1781.16	
		추가1	8	-1755.25	-	-405.03	-343.94	-1755.25	
		중앙부	9	-1873.57	-	-457.21	-397.64	-1912.27	
		하부	10	-1873.57	-	-535.23	-480.08	-2280.74	
우측 벽체	1 층	상부	11	-1638.20	-	-405.03	-343.94	-1638.20	
		추가1	12	-1755.25	-	-457.21	-397.64	-1873.57	
		중앙부	13	-1873.57	-	-457.21	-397.64	-1873.57	
		하부	14	-1873.57	-	-457.21	-397.64	-1873.57	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-2017.95	-	-	-	-2017.95	
		중앙부	2	2310.45	-	-	-	2310.45	
		우측	3	-2003.39	-	-	-	-2003.39	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-2841.65	-	-	-	-2841.65	
		중앙부	5	2099.74	-	-	-	2099.74	
		우측	6	-2831.37	-	-	-	-2831.37	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-2567.52	-	-	-	-2567.52	
		추가1	8	-2473.09	-	-	-	-2473.09	
		중앙부	9	-	-	-	-	-	
		하부	10	-3101.96	-	-	-	-3101.96	
우측 벽체	1 층	상부	11	-2555.58	-	-	-	-2555.58	
		추가1	12	-2473.51	-	-	-	-2473.51	
		중앙부	13	-	-	-	-	-	
		하부	14	-3093.10	-	-	-	-3093.10	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1631	2950.28	3821.21	5481.41	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	7166.00	1.30
		중앙부	2	1000	1492	3207.29	3482.32	6576.39	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.09
		우측	3	1000	1631	2926.99	3821.21	5436.80	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	7166.00	1.31
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	1550	3935.36	5103.69	7810.46	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.30
		중앙부	5	1000	1620	2968.91	3379.95	5556.26	H32 - 8.0EA	6353.60	1.14
		우측	6	1000	1550	3918.93	5103.69	7776.28	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.30
		우측(배수구 단면)	6	1000	1436	1966.80	4355.84	4459.60	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	2.21
좌측벽체	1층	상부	7	1000	1734	3719.49	7008.99	-	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8567.60	1.88
		추가1	8	1000	1569	3478.41	6487.40	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	9110.40	1.87
		중앙부	9	1000	1620	785.26	7646.49	-	H16 - 4.0EA	11072.80	9.74
		하부	10	1000	1550	4291.41	7762.54	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11072.80	1.81
우측벽체	1층	상부	11	1000	1731	3700.39	6283.14	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	7960.40	1.70
		추가1	12	1000	1567	3479.09	6265.53	-	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8503.20	1.80
		중앙부	13	1000	1620	785.26	7678.76	-	H16 - 4.0EA	11072.80	9.78
		하부	14	1000	1550	4277.24	7227.39	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11072.80	1.69

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm^2		mm	mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1426.5	1146.9	1426.48	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	2	1453.3	124.9	1453.35	-	-	-	-	-	O.K
		우측	3	1426.5	1146.9	1426.48	-	-	-	-	-	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	1510.1	1197.0	1510.13	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	5	1578.3	164.2	1578.33	-	-	-	-	-	O.K
		우측	6	1510.1	1196.7	1510.13	-	-	-	-	-	O.K
		우측 (배수구단면)	6	867.8	1333.4	1544.84	2	174.2	H13	150	253.4	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	1093.9	442.5	1093.93	-	-	-	-	-	O.K
		추가1	8	1094.3	425.8	1094.32	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	9	1136.8	777.8	1136.76	-	-	-	-	-	O.K
		하부	10	1103.2	777.8	1103.23	-	-	-	-	-	O.K
우측벽체	1층	상부	11	1085.9	442.6	1085.87	-	-	-	-	-	O.K
		추가1	12	1097.7	618.3	1097.69	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	13	1135.1	772.3	1135.05	-	-	-	-	-	O.K
		하부	14	1086.0	772.3	1086.01	-	-	-	-	-	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1766.67	1630.81	100.00	2950.28	1146.91

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7166.000 x 400.00 = 2866400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.898 mm, c = 124.898 / β1 = 124.898 / 0.85 = 146.938 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1666.67 - 146.938) / 146.938 = 0.03103

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 5481.413\ mm^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 135.9 mm), [사용률 = 1.307]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00439

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.898 mm

ΦMn = 0.85 x 7166.000 x 400 x (1630.81 - a/2) = 3821.214 kN.m

≥ Mu (= 2950.281 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.295]

* 전단에 대한 검토 (d = 1464.14 mm)

ΦVc = 0.75 x 0.25 x √fck x b x d

= 0.75 x 0.25 x √27 x 1000.00 x 1464.14 = 1426.482 kN

≥ Vu (= 1146.914 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1491.72	80.00	3207.29	124.91

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7166.000 x 400.00 = 2866400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.898 mm, c = 124.898 / β1 = 124.898 / 0.85 = 146.938 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1520.00 - 146.938) / 146.938 = 0.02803

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6576.390 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 108.3 mm), [사용률 = 1.090]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00480

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.898 mm

ΦMn = 0.85 x 7166.000 x 400 x (1491.72 - a/2) = 3482.325 kN.m

≥ Mu (= 3207.292 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.086]

* 전단에 대한 검토 (d = 1491.72 mm)

ΦVc = 0.75 x 0.25 x √fck x b x d

= 0.75 x 0.25 x √27 x 1000.00 x 1491.72 = 1453.347 kN

≥ Vu (= 124.905 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, ki = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1766.67	1630.81	100.00	2926.99	1146.91

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7166.000 x 400.00 = 2866400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.898 mm, c = 124.898 / β1 = 124.898 / 0.85 = 146.938 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1666.67 - 146.938) / 146.938 = 0.03103

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5436.799 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 135.9 mm) , [사용률 = 1.318]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00439

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.898 mm

ΦMn = 0.85 x 7166.000 x 400 x (1630.81 - a/2) = 3821.214 kN.m

≥ Mu (= 2926.987 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.306]

* 전단에 대한 검토 (d = 1464.14 mm)

ΦVc = 0.75 x 0.25 x √fck x b x d

= 0.75 x 0.25 x √27 x 1000.00 x 1464.14 = 1426.482 kN

≥ Vu (= 1146.914 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1550.00	100.00	3935.36	1197.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1600.00 - 210.758) / 210.758 = 0.01977

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7810.462 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.316]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00663

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1550.00 - a/2) = 5103.693 kN.m

≥ Mu (= 3935.363 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.297]

* 전단에 대한 검토 (d = 1550.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 0.25 x √fck x b x d

= 0.75 x 0.25 x √27 x 1000.00 x 1550.00 = 1510.132 kN

≥ Vu (= 1196.996 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1620.00	80.00	2968.91	164.20

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1620.00 - 130.280) / 130.280 = 0.03430

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5556.255 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.144]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00392

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1620.00 - a/2) = 3379.953 kN.m

≥ Mu (= 2968.913 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.138]

* 전단에 대한 검토 (d = 1620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 0.25 x √fck x b x d

= 0.75 x 0.25 x √27 x 1000.00 x 1620.00 = 1578.331 kN

≥ Vu (= 164.196 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1550.00	100.00	3918.93	1196.67

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1600.00 - 210.758) / 210.758 = 0.01977

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7776.277 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.322]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00663

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1550.00 - a/2) = 5103.693 kN.m

≥ Mu (= 3918.926 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.302]

* 전단에 대한 검토 (d = 1550.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 0.25 x √fck x b x d

= 0.75 x 0.25 x √27 x 1000.00 x 1550.00 = 1510.132 kN

≥ Vu (= 1196.674 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1436.0	1336.0	100.0	1966.8	1333.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1336.00 - 210.758) / 210.758 = 0.01602

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4459.595\ mm^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.305]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

수축온도철근비 = 0.00200

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

ρuse = As / bd = 0.00769

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1336.00 - a/2) = 4355.837 kN.m

≥ Mu (= 1966.799 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.215]

* 전단에 대한 검토 (d = 1336.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1336.00 = 867.757 kN

< Vu (= 1333.351 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1333.351-867.757) x 150.00 / (400x1336.00xΦ) x 1000 = 174.249 mm²

Av_use = 253.400 mm² (D13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1336.00 / 150.00 x 1000 = 902.780 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1336.00 x 1000 = 4628.040 kN ≥ 902.780 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1157.010 + 902.780) = 1544.842 kN ≥ 1333.351 kN ∴ O.K

■ TITLE : 좌측벽체 상부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,867	100	1,734	1781.16	3719.487	2088.2

㉯ 철근비 검토

As = 7773.200 ㎟ (인장중심 = 133.06 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 794.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0046) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1866.7 x 1000.0 = 42840000.0 N

Cs = As x fy = 3109280.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (42840000.0 x 933.33 + 3109280.0 x 133.057 + 317760.0 x 1786.667) / 46267040.0
= 885.413 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1040.17 mm, ab = k1 x cb = 884.14 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 884140.843 = 20291.032 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3109.280 kN

Pb = 20291.032 + 299.529 - 3109.280 = 17481.281 kN

Mb = Cc x 539.183 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13549.819 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 775.104 mm, e = Mu/Pu = 2088.239 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 346.45 mm, a = k1 x c = 294.49 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 294486.728 = 6758.470 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3109.280 kN

Pn = 6758.470 + 299.529 - 3109.280 = 3948.719 kN

Mn = Cc x 738.170 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8245.870 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2088.239) | = 0.0006 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1866.67 - 100.00 = 1766.667 mm

c = 346.455 mm, a = k1 x c = 294.487 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1766.67-346.45) / 346.45 = 0.01230

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 36856.331 kN ≥ Pn = 3948.719 kN

ΦPn = 0.85 x 3948.719 = 3356.411 kN ≥ Pu = 1781.160 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.088 = 7008.987 kN.m ≥ Mu = 3719.487 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1566.94 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1566.94 = 1093.927 kN
≥ Vu (= 442.529 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 추가

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	100	1,569	1755.246	3478.413	1981.7

㉯ 철근비 검토

As = 8316.000 ㎟ (인장중심 = 130.90 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 794.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0054) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1700.0 x 1000.0 = 39015000.0 N

Cs = As x fy = 3326400.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (39015000.0 x 850.00 + 3326400.0 x 130.899 + 317760.0 x 1620.000) / 42659160.0
= 799.663 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 941.46 mm, ab = k1 x cb = 800.24 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 800241.270 = 18365.537 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3326.400 kN

Pb = 18365.537 + 299.529 - 3326.400 = 15338.666 kN

Mb = Cc x 500.217 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11657.034 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 759.977 mm, e = Mu/Pu = 1981.724 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 352.59 mm, a = k1 x c = 299.70 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 299703.040 = 6878.185 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3326.400 kN

Pn = 6878.185 + 299.529 - 3326.400 = 3851.313 kN

Mn = Cc x 649.811 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7632.268 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1981.731)| = 0.0073 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1700.00 - 100.00 = 1600.000 mm

c = 352.592 mm, a = k1 x c = 299.703 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1600.00-352.59) / 352.59 = 0.01061

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 33960.061 kN ≥ Pn = 3851.313 kN

ΦPn = 0.85 x 3851.313 = 3273.616 kN ≥ Pu = 1755.246 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.982 = 6487.404 kN.m ≥ Mu = 3478.413 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1569.10 = 1094.324 kN
≥ Vu (= 425.786 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	80	1,620	1912.268	785.259	410.6

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 10278.400 ㎟ (압축중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1700.0 x 1000.0 = 39015000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 4111360.0 N

Xp = (39015000.0 x 850.00 + 317760.0 x 80.000 + 4111360.0 x 1550.000) / 43444120.0

= 910.613 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 972.00 mm, ab = k1 x cb = 826.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 826200.000 = 18961.290 kN, ∑Csi = 3875.471 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 18961.290 + 3875.471 - 317.760 = 22519.001 kN

Mb = Cc x 376.287 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9876.749 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 438.596 mm, e = Mu/Pu = 410.643 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1033.76 mm, a = k1 x c = 878.69 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 878694.763 = 20166.045 kN

∑Csi = 3875.471 kN, ∑Tsi = 270.301 kN

Pn = 20166.045 + 3875.471 - 270.301 = 23771.214 kN

Mn = Cc x 471.266 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9761.357 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=410.638) | = 0.0053 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 mm

c = 1033.759 mm, a = k1 x c = 878.695 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1620.00-1033.76) / 1033.76 = 0.00170

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

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 34551.999 kN ≥ Pn = 23771.214 kN

ΦPn = 0.78 x 23771.214 = 18620.785 kN ≥ Pu = 1912.268 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.411 = 7646.494 kN.m ≥ Mu = 785.259 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1620.00 = 1136.764 kN

≥ Vu (= 777.800 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	100	1,550	2280.743	4291.41	1881.6

㉯ 철근비 검토

As = 10278.400 ㎟ (인장중심 = 150.00 ㎜), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 ㎜
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 ㎜

Asf = 794.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1700.0 x 1000.0 = 39015000.0 N

Cs = As x fy = 4111360.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (39015000.0 x 850.00 + 4111360.0 x 150.000 + 317760.0 x 1620.000) / 43444120.0
= 789.387 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 930.00 ㎜, ab = k1 x cb = 790.50 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 790500.000 = 18141.975 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pb = 18141.975 + 299.529 - 4111.360 = 14330.144 kN

Mb = Cc x 515.363 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12227.245 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 853.253 ㎜, e = Mu/Pu = 1881.584 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 444.21 ㎜, a = k1 x c = 377.58 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 377577.430 = 8665.402 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pn = 8665.402 + 299.529 - 4111.360 = 4853.571 kN

Mn = Cc x 600.598 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9132.440 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1881.592)| = 0.0079 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1700.00 - 100.00 = 1600.000 ㎜

c = 444.209 ㎜, a = k1 x c = 377.577 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1600.00-444.21) / 444.21 = 0.00781

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 34551.999 kN ≥ Pn = 4853.571 kN

ΦPn = 0.85 x 4853.571 = 4125.535 kN ≥ Pu = 2280.743 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.882 = 7762.541 kN.m ≥ Mu = 4291.410 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1550.00 = 1103.231 kN
≥ Vu (= 777.800 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,867	100	1,731	1638.201	3700.385	2258.8

㉯ 철근비 검토

As = 7166.000 mm² (인장중심 = 135.86 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0043) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1866.7 x 1000.0 = 42840000.0 N

Cs = As x fy = 2866400.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (42840000.0 x 933.33 + 2866400.0 x 135.858 + 317760.0 x 1786.667) / 46024160.0

= 889.558 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1038.49 mm, ab = k1 x cb = 882.71 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 882712.308 = 20258.247 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2866.400 kN

Pb = 20258.247 + 299.529 - 2866.400 = 17691.376 kN

Mb = Cc x 535.753 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13282.523 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 750.791 mm, e = Mu/Pu = 2258.810 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 299.34 mm, a = k1 x c = 254.44 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 254438.358 = 5839.360 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2866.400 kN

Pn = 5839.360 + 299.529 - 2866.400 = 3272.489 kN

Mn = Cc x 762.339 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7391.926 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2258.809) | = 0.0015 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1866.67 - 100.00 = 1766.667 mm

c = 299.339 mm, a = k1 x c = 254.438 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1766.67-299.34) / 299.34 = 0.01471

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 36673.175 kN ≥ Pn = 3272.489 kN

ΦPn = 0.85 x 3272.489 = 2781.616 kN ≥ Pu = 1638.201 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.259 = 6283.141 kN.m ≥ Mu = 3700.385 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1564.14 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1564.14 = 1085.869 kN

≥ Vu (= 442.575 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 추가

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	100	1,567	1873.566	3479.088	1856.9

㉯ 철근비 검토

As = 7708.800 mm² (인장중심 = 133.33 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1700.0 x 1000.0 = 39015000.0 N

Cs = As x fy = 3083520.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (39015000.0 x 850.00 + 3083520.0 x 133.333 + 317760.0 x 1620.000) / 42416280.0

= 803.669 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 940.00 mm, ab = k1 x cb = 799.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 799000.000 = 18337.050 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3083.520 kN

Pb = 18337.050 + 299.529 - 3083.520 = 15553.059 kN

Mb = Cc x 496.631 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11421.920 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 734.384 mm, e = Mu/Pu = 1856.934 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 346.20 mm, a = k1 x c = 294.27 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 294272.558 = 6753.555 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3083.520 kN

Pn = 6753.555 + 299.529 - 3083.520 = 3969.564 kN

Mn = Cc x 656.533 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7371.235 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1856.938) | = 0.0045 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1700.00 - 100.00 = 1600.000 mm

c = 346.203 mm, a = k1 x c = 294.273 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1600.00-346.20) / 346.20 = 0.01086

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

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 33776.905 kN ≥ Pn = 3969.564 kN

ΦPn = 0.85 x 3969.564 = 3374.129 kN ≥ Pu = 1873.566 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.857 = 6265.534 kN.m ≥ Mu = 3479.088 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1566.67 = 1097.685 kN

≥ Vu (= 618.285 kN) , 전단보강 불필요.

㈜ TITLE : 우측벽체 중앙부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	80	1,620	1873.566	785.259	419.1

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 ㎜

Asf = 10278.400 ㎟ (압축중심 = 150.00 ㎜), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 ㎜

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 ㎜

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1700.0 x 1000.0 = 39015000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 4111360.0 N

Xp = (39015000.0 x 850.00 + 317760.0 x 80.000 + 4111360.0 x 1550.000) / 43444120.0

= 910.613 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 972.00 ㎜, ab = k1 x cb = 826.20 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 826200.000 = 18961.290 kN, ∑Csi = 3875.471 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 18961.290 + 3875.471 - 317.760 = 22519.001 kN

Mb = Cc x 376.287 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9876.749 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 438.596 ㎜, e = Mu/Pu = 419.126 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1014.85 ㎜, a = k1 x c = 862.62 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 862621.078 = 19797.154 kN

∑Csi = 3875.471 kN, ∑Tsi = 284.219 kN

Pn = 19797.154 + 3875.471 - 284.219 = 23388.405 kN

Mn = Cc x 479.302 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9802.898 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=419.135) | = 0.0094 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 ㎜

c = 1014.848 ㎜, a = k1 x c = 862.621 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1620.00-1014.85) / 1014.85 = 0.00179

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

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 34551.999 kN ≥ Pn = 23388.405 kN

ΦPn = 0.78 x 23388.405 = 18320.917 kN ≥ Pu = 1873.566 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.419 = 7678.765 kN.m ≥ Mu = 785.259 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1620.00 = 1135.053 kN

≥ Vu (= 772.273 kN) , 전단보강 불필요.

㉠ TITLE : 우측벽체 하부

㉡ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	100	1,550	1873.566	4277.238	2282.9

㉢ 철근비 검토

As = 10278.400 ㎟ (인장중심 = 150.00 ㎜), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 ㎜

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 ㎜

Asf = 794.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉣ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1700.0 x 1000.0 = 39015000.0 N

Cs = As x fy = 4111360.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (39015000.0 x 850.00 + 4111360.0 x 150.000 + 317760.0 x 1620.000) / 43444120.0

= 789.387 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 930.00 ㎜, ab = k1 x cb = 790.50 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 790500.000 = 18141.975 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pb = 18141.975 + 299.529 - 4111.360 = 14330.144 kN

Mb = Cc x 515.363 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12227.245 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 853.253 ㎜, e = Mu/Pu = 2282.940 ㎜)

㉤ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 386.33 ㎜, a = k1 x c = 328.38 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 328380.507 = 7536.333 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pn = 7536.333 + 299.529 - 4111.360 = 3724.501 kN

Mn = Cc x 625.197 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8502.832 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2282.945)| = 0.0057 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉥ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1700.00 - 100.00 = 1600.000 ㎜

c = 386.330 ㎜, a = k1 x c = 328.381 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1600.00-386.33) / 386.33 = 0.00942

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

㉦ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 34551.999 kN ≥ Pn = 3724.501 kN

ΦPn = 0.85 x 3724.501 = 3165.826 kN ≥ Pu = 1873.566 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.283 = 7227.389 kN.m ≥ Mu = 4277.238 kN.m ∴ O.K

㉧ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1550.00 = 1086.008 kN

≥ Vu (= 772.273 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1436 × 0.0020 = 2872.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 2872.00 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 × 1436 × 1000 = 2154.00 ㎟ (≤1800)
∴ 2154.00 ㎟ ≤ 2647.338 ㎟ ∴ O.K

8) 좌측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

9) 좌측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

10) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

11) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

12) 우측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

13) 우측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

14) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

15) 우측벽체 : 하부

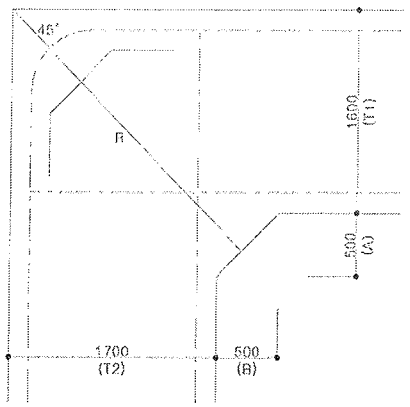
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 2567.521 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 2567.521 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 2687.006 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2567.52 \times 10^6}{2687.006^2 \times 1000} = 1.778 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 2567.52 \times 10^6}{2687.006 \times 180} = 10617.027 \text{ mm}$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 10617.027 mm² - 2026.800 mm²

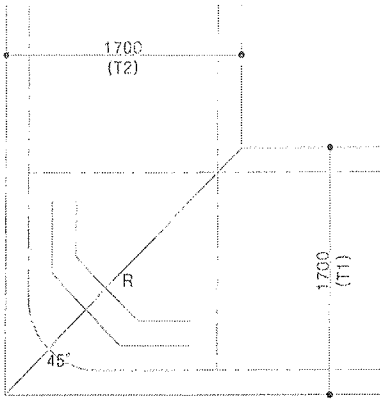
= 8590.227 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 9192.800 mm² > Req'd As (= 8590.227 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 3101.959 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 3101.959 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2404.163$ mm

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5139.200 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3101.96 \times 10^6}{2404.163^2 \times 1000} = 2.683 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 3101.96 \times 10^6}{2404.163 \times 180} = 14336.054 \text{ mm}$$

Asb = 5139.200 mm²

Req'd As = As - Asb

= 14336.054 mm² - 5139.200 mm²

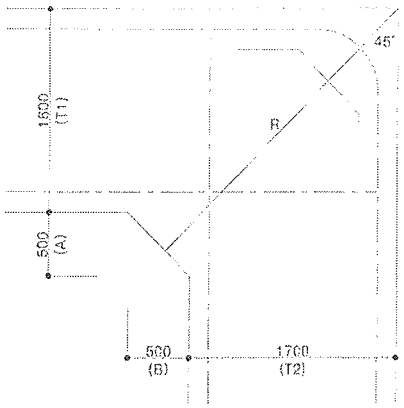
= 9196.854 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA . H29 - 8EA

∴ Total As = 10278.400 mm² > Req'd As (= 9196.854 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 2555.582 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 2555.582 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$= 2687.006$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm^2

∴ Total Asb = 2026.800 mm^2

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2555.58 \times 10^6}{2687.006^2 \times 1000} = 1.770 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 2555.58 \times 10^6}{2687.006 \times 180} = 10567.657 \text{ mm}$$

Asb = 2026.800 mm^2

Req'd As = As - Asb

= 10567.657 mm^2 - 2026.800 mm^2

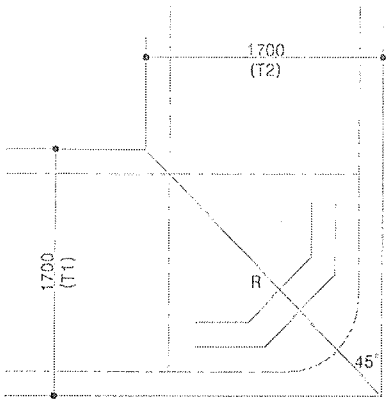
= 8540.857 mm^2

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 9192.800 mm^2 > Req'd As (= 8540.857 mm^2) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 3093.102 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 3093.102 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2404.163$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5139.200 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3093.10 \times 10^6}{2404.163^2 \times 1000} = 2.676 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 3093.10 \times 10^6}{2404.163 \times 180} = 14295.120 \text{ mr}$$

Asb = 5139.200 mm²

Req'd As = As - Asb

= 14295.120 mm² - 5139.200 mm²

= 9155.920 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA . H29 - 8EA

∴ Total As = 10278.400 mm² > Req'd As (= 9155.920 mm²) ----------> O.K !!!

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	1631	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	208.990	O.K	1.672
		중앙부	2	1492	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	172.923	O.K	1.383
		우측	3	1631	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	212.062	O.K	1.696
하부슬래브	1경간	좌측	4	1550	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	189.230	O.K	1.514
		중앙부	5	1620	H32 - 8.0EA	125	199.203	O.K	1.594
		우측	6	1550	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	190.692	O.K	1.526
		우측(배수구 단면)	6	1436	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	461.400	O.K	3.69
좌측벽체	1층	상부	7	1734	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	172.857	O.K	1.383
		추가	8	1569	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	172.568	O.K	1.381
		중앙부	9	1620	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	10	1550	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	155.412	O.K	1.243
우측벽체	1층	상부	11	1731	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	141.245	O.K	1.130
		추가	12	1567	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	141.240	O.K	1.130
		중앙부	13	1620	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	14	1550	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	156.469	O.K	1.252

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2017.949 x 1000000 / [7166.000 x (1630.808 - 357.423/3)]
= 186.285 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7166.000/1000.0 + 7x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1630.8/(7x7166.000)]
= 357.423 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 135.9 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 186.28) - 2.5 x 85.50 = 208.99 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 186.28) = 338.19 mm
Sa는 작은 값인 208.99 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 208.99 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2310.446 x 1000000 / [7166.000 x (1491.716 - 339.929/3)]
= 233.906 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7166.000/1000.0 + 7x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1491.7/(7x7166.000)]
= 339.929 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 108.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 233.91) - 2.5 x 65.50 = 172.92 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 233.91) = 269.34 mm .
Sa는 작은 값인 172.92 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 172.92 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2003.390 x 1000000 / [7166.000 x (1630.808 - 357.423/3)]
= 184.941 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7166.000/1000.0 + 7x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1630.8/(7x7166.000)]
= 357.423 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 135.9 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 184.94) - 2.5 x 85.50 = 212.06 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 184.94) = 340.65 mm
Sa는 작은 값인 212.06 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 212.06 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2841.646 x 1000000 / [10278.400 x (1550.000 - 405.773/3)]
= 195.419 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1550.0/(7x10278.400)]
= 405.773 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 195.42) - 2.5 x 85.50 = 189.23 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 195.42) = 322.38 mm
Sa는 작은 값인 189.23 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 189.23 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2099.740 x 1000000 / [6353.600 x (1620.000 - 337.726/3)]
= 219.235 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1620.0/(7x6353.600)]
= 337.726 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 219.24) - 2.5 x 64.00 = 199.20 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 219.24) = 287.36 mm
Sa는 작은 값인 199.20 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 199.20 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2831.373 x 1000000 / [10278.400 x (1550.000 - 405.773/3)]
= 194.713 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1550.0/(7x10278.400)]
= 405.773 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 194.71) - 2.5 x 85.50 = 190.69 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 194.71) = 323.55 mm
Sa는 작은 값인 190.69 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 190.69 mm) ∴ O.K

7) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1452.922 x 1000000 / [10278.400 x (1336.000 - 372.375/3)]
= 116.643 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1336.0/(7x10278.400)]
= 372.375 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 116.64) - 2.5 x 85.50 = 461.39 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 116.64) = 540.11 mm
Sa는 작은 값인 461.39 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 461.39 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2567.521 x 1000000 / [7773.200 x (1733.609 - 383.332/3)]
= 205.690 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7773.200/1000.0 + 7x7773.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1733.6/(7x7773.200)]
= 383.332 mm

사용철근량 = 7773.2 mm² (철근도심 : 133.1 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 205.69) - 2.5 x 84.00 = 172.86 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 205.69) = 306.29 mm
Sa는 작은 값인 172.86 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 172.86 mm) ∴ O.K

8) 좌측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2473.088 x 1000000 / [8316.000 x (1569.101 - 373.146/3)]
= 205.846 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8316.000/1000.0 + 7x8316.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1569.1/(7x8316.000)]
= 373.146 mm

사용철근량 = 8316.0 mm² (철근도심 : 130.9 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 205.85) - 2.5 x 84.00 = 172.57 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 205.85) = 306.05 mm
Sa는 작은 값인 172.57 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 172.57 mm) ∴ O.K

9) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3101.959 x 1000000 / [10278.400 x (1550.000 - 405.773/3)]
= 213.321 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1550.0/(7x10278.400)]
= 405.773 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 213.32) - 2.5 x 85.50 = 155.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 213.32) = 295.33 mm
Sa는 작은 값인 155.41 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 155.41 mm) ∴ O.K

10) 우측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2555.582 x 1000000 / [7166.000 x (1730.808 - 369.550/3)]
= 221.834 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7166.000/1000.0 + 7x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1730.8/(7x7166.000)]
= 369.550 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 135.9 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 221.83) - 2.5 x 85.50 = 141.25 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 221.83) = 284.00 mm
Sa는 작은 값인 141.25 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 141.25 mm) ∴ O.K

11) 우측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2473.510 x 1000000 / [7708.800 x (1566.667 - 360.757/3)]
= 221.837 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7708.800/1000.0 + 7x7708.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1566.7/(7x7708.800)]
= 360.757 mm

사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 221.84) - 2.5 x 85.50 = 141.24 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 221.84) = 283.99 mm
Sa는 작은 값인 141.24 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 141.24 mm) ∴ O.K

12) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3093.102 x 1000000 / [10278.400 x (1550.000 - 405.773/3)]
= 212.712 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1550.0/(7x10278.400)]
= 405.773 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 212.71) - 2.5 x 85.50 = 156.47 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 212.71) = 296.18 mm
Sa는 작은 값인 156.47 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 156.47 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 15.956 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.60 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28
T = 15.956 / 28
T = 0.570 m < 1.600 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

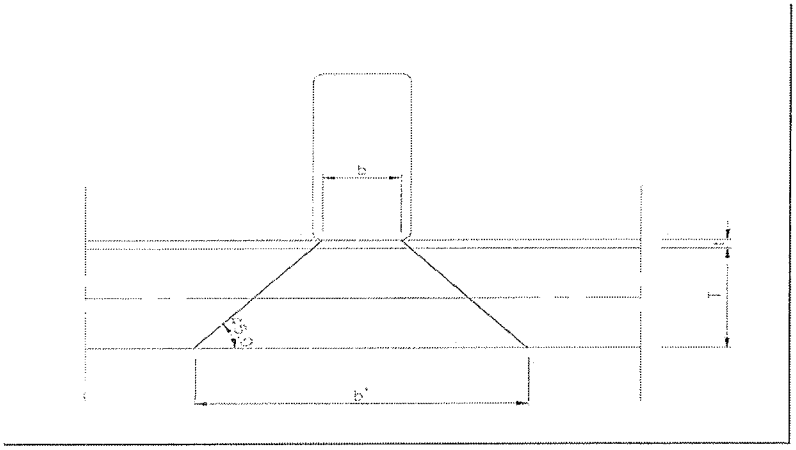
1) 고정하중

- 구체자중 = 1789.270 / 17.656 = 101.341 kN/m²
- 상부연직하중 = 80.945 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

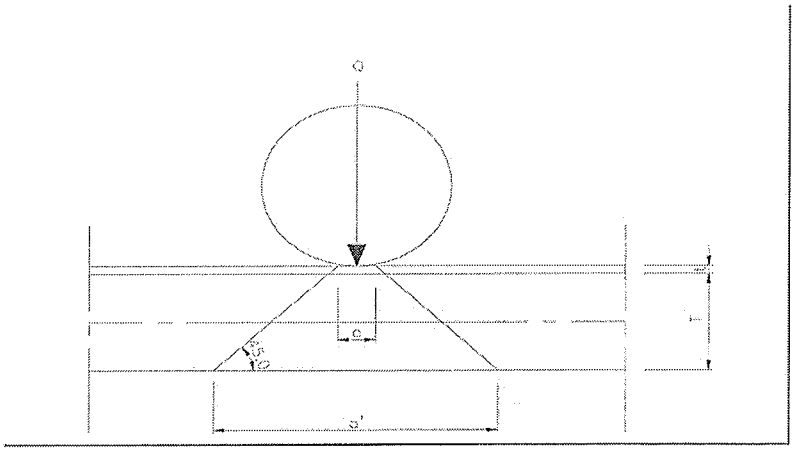


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 1700 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.700 + 0.040) × cot 45°

= 3.980 m



a' = 0.200 + 2 × (1.700 + 0.040) × cot 45°

= 3.680 m

Qz = 96.0 / (3.980 × 3.680)= 6.555 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 101.34 + 80.94 + 15.00 + 0.92 + 6.55

= 204.760 kN/m^2

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 493.00 kN/m^2 ≥ Qmax = 204.760 kN/m^2 ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	23.372	×	1.800	×	25.000	=	1051.740	kN/m
- 하부슬래브	:	23.372	×	1.700	×	25.000	=	993.310	kN/m
- 벽체	:	2.000	×	3.840	×	25.000	=	192.000	kN/m
	:	2.000	×	3.840	×	25.000	=	192.000	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000	=	6.250	kN/m
- 포장	:	12.040	×	0.040	×	23.000	=	11.077	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	23.372	×	1.000	×	19.000	=	444.068	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	23.372	×	4.186	×	10.000	=	978.352	kN/m
- 수직수압	:	23.372	×	4.186	×	10.000	=	978.352	kN/m
						∴ Σ	=	4847.149	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 4.186 \times 19.000 + 4.186^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 60.837$ kN/m

∴ $\Sigma = 3.458 + 60.837 = 64.294$ kN/m

(3) 저항력

$R = 4847.149 + 64.294 = 4911.443$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 23.372 \times 11.526 \times 10.000$

$= 2693.857$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 4911.443 / 2693.857$

$= 1.823 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.4 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	23.372	×	1.800	×	25.000			=	1051.740	kN/m
- 하부슬래브	:	23.372	×	1.700	×	25.000			=	993.310	kN/m
- 벽체	:	2.000	×	3.840	×	25.000	×	2	=	384.000	kN/m
	:	2.000	×	3.840	×	25.000	×	2	=	384.000	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250	kN/m
- 포장	:	12.040	×	0.040	×	23.000			=	11.077	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	23.372	×	6.400	×	19.000			=	2842.035	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	23.372	×	-1.214	×	10.000			=	-283.736	kN/m
- 수직수압	:	23.372	×	-1.214	×	10.000			=	-283.736	kN/m
								∴ Σ	=	5104.940	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 6.400^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 141.628$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 6.400 \times -1.214 \times 19.000 + -1.214^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -51.048$ kN/m

∴ $\Sigma = 141.628 + -51.048 = 90.580$ kN/m

(3) 저항력

$R = 5104.940 + 90.580 = 5195.520$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 23.372 \times 6.126 \times 10.000$

$= 1431.769$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 5195.520 / 1431.769$

$= 3.629 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전율 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{993.310}{23.372 \times 10.000 \times 1.100} = 3.864 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.864 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{1185.310}{23.372 \times 10.000 \times 1.100} = 4.610 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.610 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{1191.560}{23.372 \times 10.000 \times 1.100} = 4.635 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.635 m 이하유지

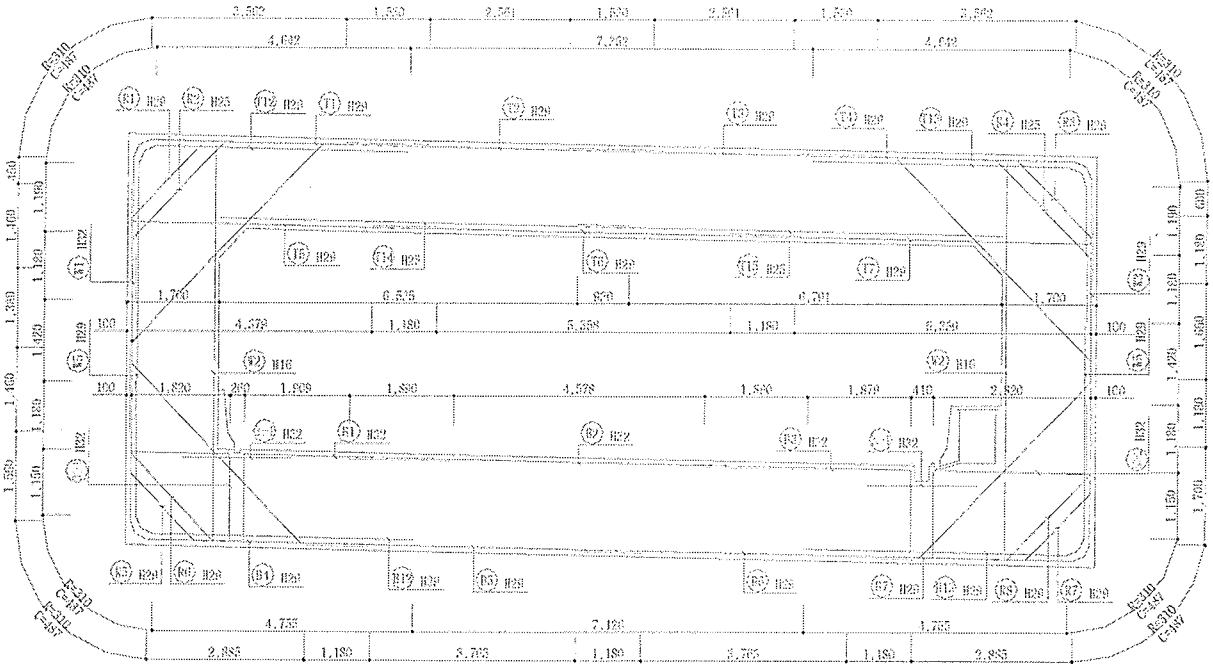
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{2435.300}{23.372 \times 10.000 \times 1.100} = 9.472 \text{ m}$$

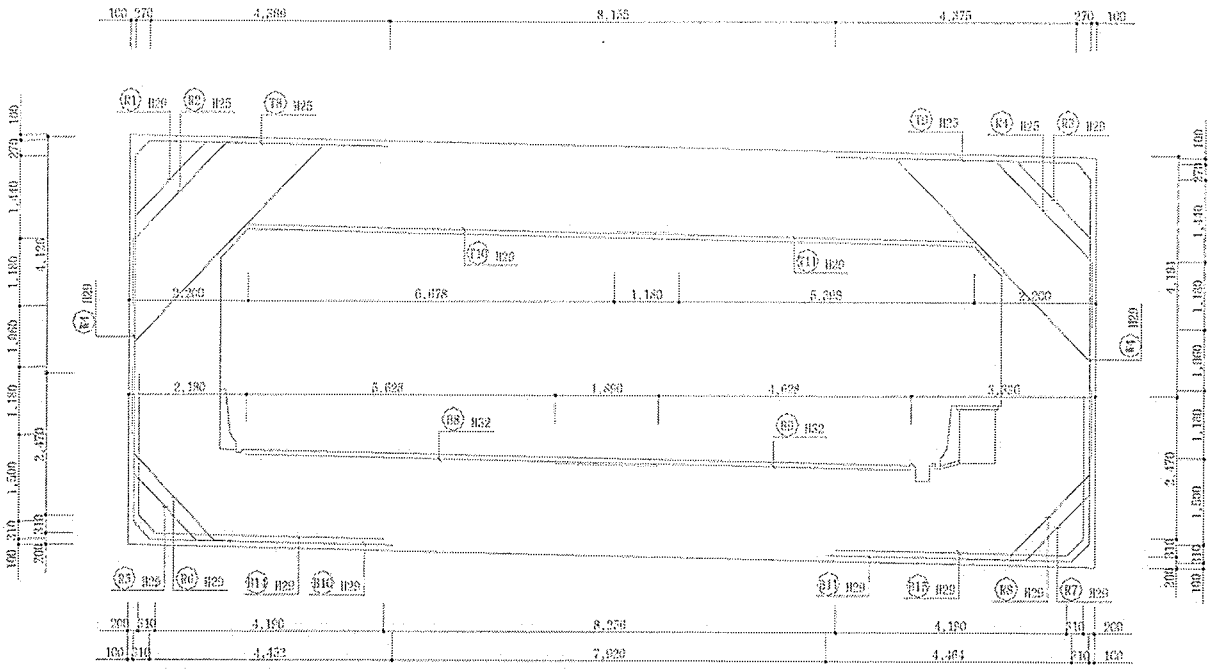
∴ 구조물 저면으로 부터 9.472 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)

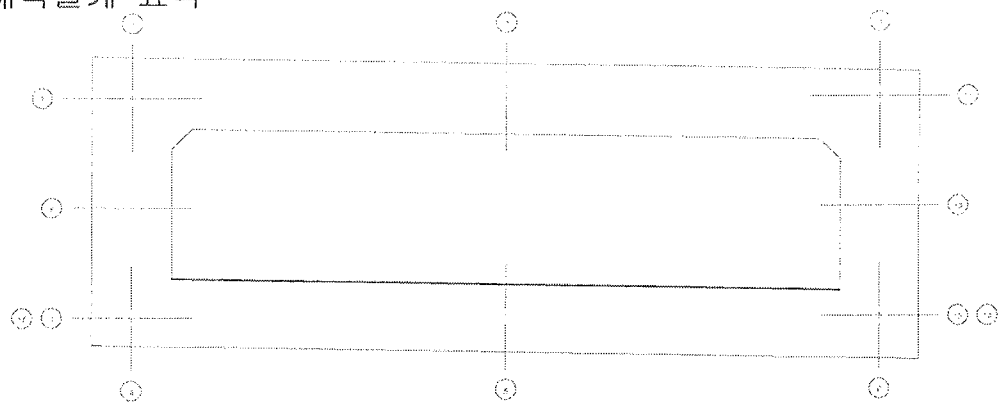


B3(앞)

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1823	4691.93	5446.15	7867.58	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9192.80	1.16
		중앙부	2	1000	1687	4552.06	5196.25	8293.14	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.14
		우측	3	1000	1823	4657.00	5446.15	7806.63	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9192.80	1.17
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	1527	5718.58	6714.55	11811.54	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14062.40	1.17
		중앙부	5	1000	1582	3586.26	4267.54	6933.05	H29 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	8316.00	1.19
		우측	6	1000	1527	5697.98	6714.55	11765.71	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14062.40	1.18
		우측(배수구단면)	6	1000	1527	2537.22	5801.78	5805.50	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14062.40	1.18
좌측벽체	1층	상부	7	1000	2019	5800.75	9496.93	-	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	10530.00	1.64
		추가1	8	1000	1850	5556.37	9110.39	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11072.80	1.64
		중앙부	9	1000	1920	917.12	9914.16	-	H16 - 4.0EA	14249.60	10.81
		하부	10	1000	1824	6580.96	10799.33	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14249.60	1.64
우측벽체	1층	상부	11	1000	2019	5770.85	9517.23	-	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	10530.00	1.65
		추가1	12	1000	1850	5556.45	9351.33	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11072.80	1.68
		중앙부	13	1000	1920	917.12	9914.16	-	H16 - 4.0EA	14249.60	10.81
		하부	14	1000	1824	6562.65	10808.76	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14249.60	1.65

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		우측	3	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1800.0	3972.0	O.K	1800.0	3972.0	O.K
		중앙부	5	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		우측	6	1800.0	3972.0	O.K	1800.0	3972.0	O.K
		우측 (배수구단면)	6	1800.0	3972.0	O.K	1800.0	3972.0	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		추가	8	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		중앙부	9	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		하부	10	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
우측 벽체	1 층	상부	11	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		추가	12	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		중앙부	13	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		하부	14	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1075.5	1475.9	1914.75	2.00	120.87	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	1095.5	224.8	1522.92	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	1075.5	1475.7	1914.75	2.00	120.82	H13	150	253.40	O.K
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	991.8	1538.6	1765.59	2.00	179.06	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	1027.4	201.6	1428.24	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	991.8	1537.8	1765.59	2.00	178.79	H13	150	253.40	O.K
		우측 (배수구단면)	6	867.8	1571.1	1929.08	2.00	263.20	H16	150	397.20	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1292.9	667.3	1292.93	-	-	-	-	-	O.K
		추가1	8	1297.2	491.9	1297.15	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	9	1352.8	750.1	1352.77	-	-	-	-	-	O.K
		하부	10	1284.9	675.0	1284.85	-	-	-	-	-	O.K
우측 벽체	1 층	상부	11	1292.9	667.3	1292.93	-	-	-	-	-	O.K
		추가1	12	1303.4	912.8	1303.45	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	13	1352.8	614.0	1352.77	-	-	-	-	-	O.K
		하부	14	1284.9	675.0	1284.85	-	-	-	-	-	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	1823	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	160.652	O.K	1.29
		중앙부	2	1687	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	192.526	O.K	1.54
		우측	3	1823	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	163.184	O.K	1.31
하부슬래브	1경간	좌측	4	1527	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	156.845	O.K	1.26
		중앙부	5	1582	H29 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	208.881	O.K	1.67
		우측	6	1527	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	157.987	O.K	1.26
		우측(배수구단면)	6	1436	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	501.100	O.K	4.01
좌측벽체	1층	상부	7	2019	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	139.829	O.K	1.12
		추가	8	1850	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	133.230	O.K	1.07
		중앙부	9	1920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	10	1824	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	157.900	O.K	1.26
우측벽체	1층	상부	11	2019	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	141.469	O.K	1.13
		추가	12	1850	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	133.225	O.K	1.07
		중앙부	13	1920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	14	1824	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	158.785	O.K	1.27

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 B3 (내공 : 16.814M × 3.84M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트(ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 4.551 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ= 0.500

9) 설계방법

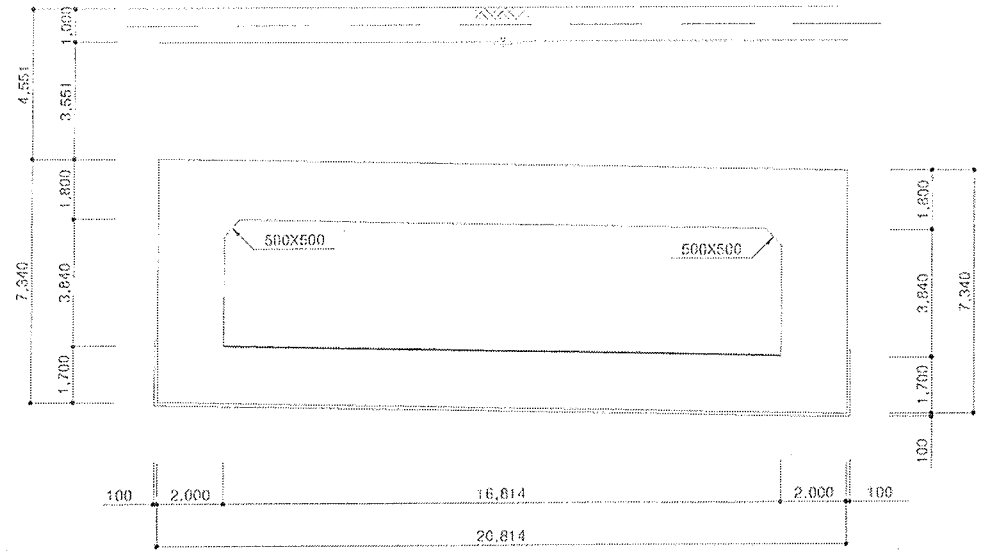
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준·해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


1,000
3,551
4,551
1,800
3,840
7,340
1,700
500X500
500X500
1,800
3,840
7,340
1,700
100
100
2,000
16,814
2,000
100
20,814

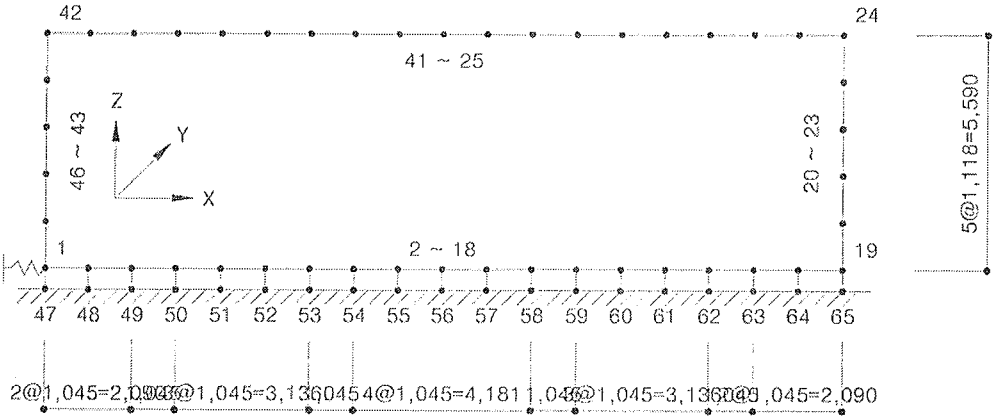
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

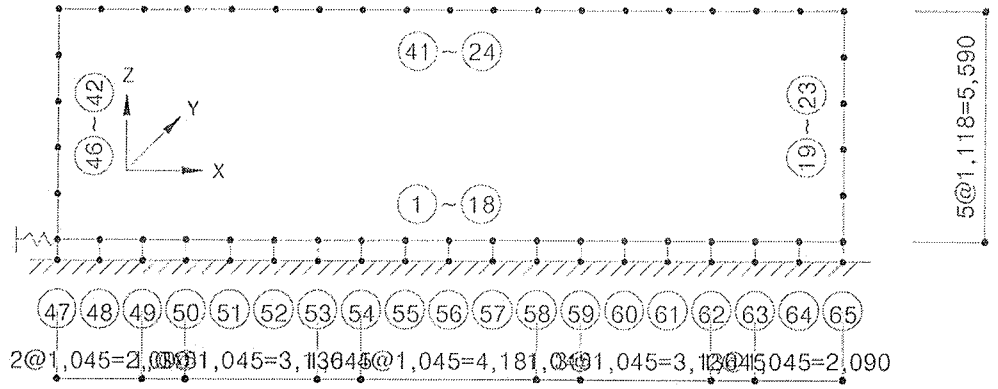
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

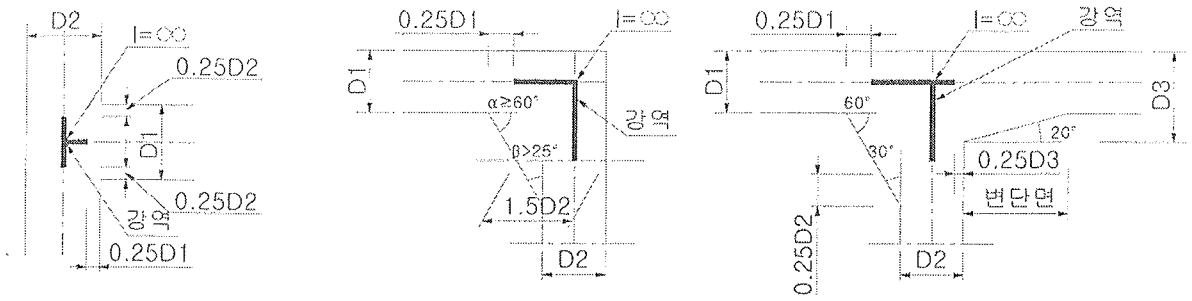
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.700 × 1.000	= 1.700	0.40942	1~18
2	2.000 × 1.000	= 2.000	0.66667	19~23,42~46
3	1.800 × 1.000	= 1.800	0.48600	24~41

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	34	8.362	6.090
2	1.045	0.500	35	7.317	6.090
3	2.090	0.500	36	6.271	6.090
4	3.136	0.500	37	5.226	6.090
5	4.181	0.500	38	4.181	6.090
6	5.226	0.500	39	3.136	6.090
7	6.271	0.500	40	2.090	6.090
8	7.317	0.500	41	1.045	6.090
9	8.362	0.500	42	0.000	6.090
10	9.407	0.500	43	0.000	4.972
11	10.452	0.500	44	0.000	3.854
12	11.497	0.500	45	0.000	2.736
13	12.543	0.500	46	0.000	1.618
14	13.588	0.500	47	0.000	0.000
15	14.633	0.500	48	1.045	0.000
16	15.678	0.500	49	2.090	0.000
17	16.724	0.500	50	3.136	0.000
18	17.769	0.500	51	4.181	0.000
19	18.814	0.500	52	5.226	0.000
20	18.814	1.618	53	6.271	0.000
21	18.814	2.736	54	7.317	0.000
22	18.814	3.854	55	8.362	0.000
23	18.814	4.972	56	9.407	0.000
24	18.814	6.090	57	10.452	0.000
25	17.769	6.090	58	11.497	0.000
26	16.724	6.090	59	12.543	0.000
27	15.678	6.090	60	13.588	0.000
28	14.633	6.090	61	14.633	0.000
29	13.588	6.090	62	15.678	0.000
30	12.543	6.090	63	16.724	0.000
31	11.497	6.090	64	17.769	0.000
32	10.452	6.090	65	18.814	0.000
33	9.407	6.090			

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 42 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 2000 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(2) 42 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (2000 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(3) 24 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 2000 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(4) 24 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (2000 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2000 / 2 - 0.25 × 1700 = 575 ㎜

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 2000 = 350 ㎜

(7) 19 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2000 / 2 - 0.25 × 1700 = 575 ㎜

(8) 19 지점 - 슬래브 벽체 연결부

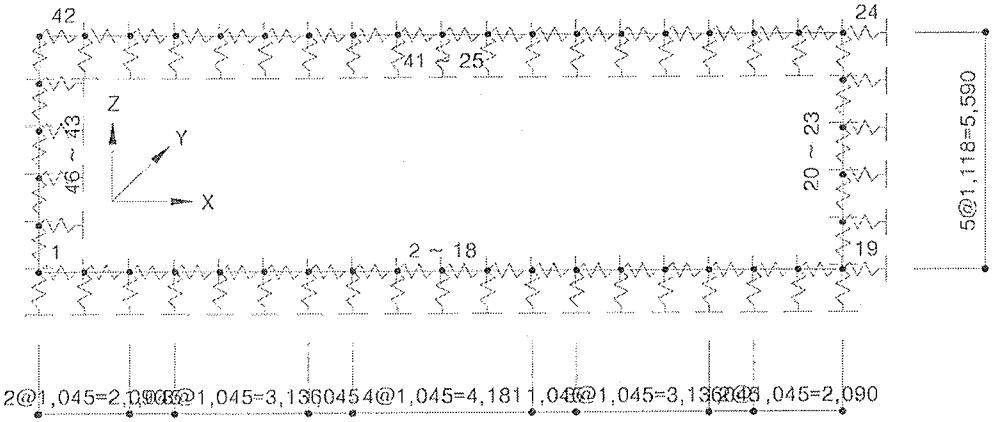
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 2000 = 350 ㎜

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

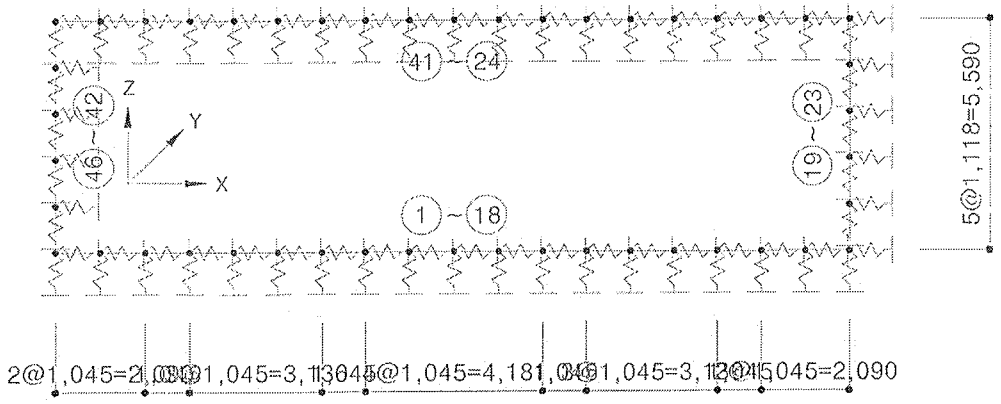
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

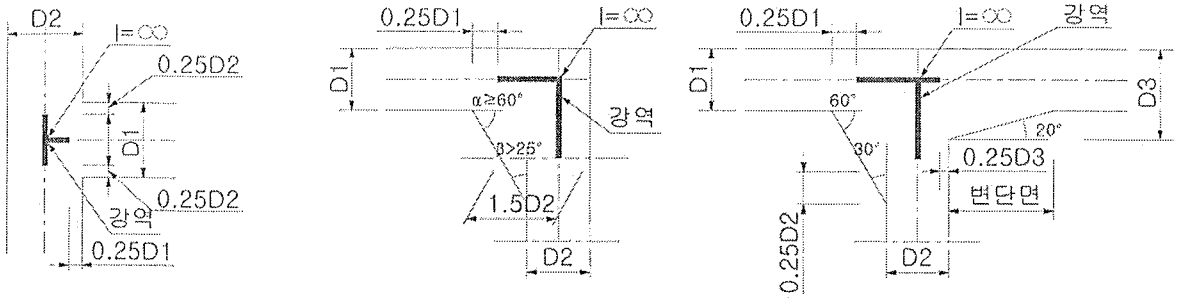
NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	1.700 × 1.000 = 1.700	0.40942	1~18
2	2.000 × 1.000 = 2.000	0.66667	19~23,42~46
3	1.800 × 1.000 = 1.800	0.48600	24~41

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	24	18.814	5.590
2	1.045	0.000	25	17.769	5.590
3	2.090	0.000	26	16.724	5.590
4	3.136	0.000	27	15.678	5.590
5	4.181	0.000	28	14.633	5.590
6	5.226	0.000	29	13.588	5.590
7	6.271	0.000	30	12.543	5.590
8	7.317	0.000	31	11.497	5.590
9	8.362	0.000	32	10.452	5.590
10	9.407	0.000	33	9.407	5.590
11	10.452	0.000	34	8.362	5.590
12	11.497	0.000	35	7.317	5.590
13	12.543	0.000	36	6.271	5.590
14	13.588	0.000	37	5.226	5.590
15	14.633	0.000	38	4.181	5.590
16	15.678	0.000	39	3.136	5.590
17	16.724	0.000	40	2.090	5.590
18	17.769	0.000	41	1.045	5.590
19	18.814	0.000	42	0.000	5.590
20	18.814	1.118	43	0.000	4.472
21	18.814	2.236	44	0.000	3.354
22	18.814	3.354	45	0.000	2.236
23	18.814	4.472	46	0.000	1.118

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 42 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 2000 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 42 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (2000 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 24 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 2000 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(4) 24 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (2000 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2000 / 2 - 0.25 × 1700 = 575 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 2000 = 350 mm

(7) 19 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2000 / 2 - 0.25 × 1700 = 575 mm

(8) 19 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 2000 = 350 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 50000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × L = √(20.814 × 9.990) = 14.42 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 5000C = 166670.00 kN/m³

Kv = 166670.000 × (14.420 / 0.3) $^{-3/4}$ = 9130.15 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (2.000/2 + 1.045/2) = 13902 kN/m	1,19
Kv2	Kv x (1.045/2 + 1.045/2) = 9543 kN/m	2~18
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	10

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 실트 섞인 점토(CL) (EL. : 9.486 ~ 0.086, N=9)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $9^{1/3}$ = 166.4 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 166.4 = 166.4 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 166.4^2 = 56450.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 56450.0 = 149028.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $9^{1/3}$ = 166.4 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 166.4 = 133.1 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 133.1^2 = 36117.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 36117.0 = 95348.9 kN/m²

(2) 실트 섞인 모래(SM) (EL. : 0.086 ~ -1.214, N=12)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $12^{1/3}$ = 183.2 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 183.2 = 183.2 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 183.2^2 = 68425.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 68425.0 = 180642.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $12^{1/3}$ = 183.2 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 183.2 = 146.6 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 146.6^2 = 43816.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 43816.0 = 115674.2 kN/m²

(3) 모래와 자갈 섞인 호박돌 (EL. : -1.214 ~ -2.114, N=12)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $12^{1/3}$ = 183.2 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 183.2 = 183.2 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 183.2^2 = 68425.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 68425.0 = 180642.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $12^{1/3}$ = 183.2 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 183.2 = 146.6 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 146.6^2 = 43816.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + ν) × Gd (ν : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 43816.0 = 115674.2 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,실트 섞인 점토(CL)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(20.814 × 9.990) = 14.420 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 149028.0 = 993520.00 kN/m³

Kv = 993520.000 × (14.420 / 0.3)$^{-3/4}$ = 54424.84 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 54424.840 = 18141.61 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제4토층 , 모래와 자갈 섞인 호박돌

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(20.814 × 9.990) = 14.420 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 180642.0 = 1204280.0 kN/m³

Kv = 1204280.000 × (14.420 / 0.3)$^{-3/4}$ = 65970.23 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 65970.230 = 21990.08 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 실트 섞인 점토(CL)

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(7.340 × 7.340) = 7.340 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 149028.0 = 993520.00 kN/m³

Kh = 993520.000 × (7.340 / 0.3)$^{-3/4}$ = 90312.01 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 90312.010 = 30104.00 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 실트 섞인 모래(SM)

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(7.340 × 7.340) = 7.340 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 180642.0 = 1204280.0 kN/m³

Kh = 1204280.000 × (7.340 / 0.3)$^{-3/4}$ = 109470.32 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 109470.320 = 36490.11 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.045/2 + 1.045/2) = 56886 kN/m	25~41
Ksb1	Ksb x (1.045/2 + 1.045/2) = 18962 kN/m	

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.118/2 + 1.118/2) = 122388 kN/m	20,46
Kss1	Kss x (1.118/2 + 1.118/2) = 40796 kN/m	
Kh2	Kh x (1.118/2 + 1.118/2) = 100969 kN/m	21~23,43~45
Kss2	Kss x (1.118/2 + 1.118/2) = 33656 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.045/2 + 1.045/2) = 68953 kN/m	2~18
Ksb1	Ksb x (1.045/2 + 1.045/2) = 22984 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (2.000/2 + 1.045/2) = 100447 kN/m	1,19
Ksb1	Kh x (1.118/2 + 1.700/2) = 154244 kN/m	
Kv2	Kv x (1.045/2 + 2.000/2) = 82868 kN/m	24,42
Ksb2	Kh x (1.118/2 + 1.800/2) = 131765 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,실트 섞인 점토(CL)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(20.814 × 9.990) = 14.420 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × = 1 / 0.3 × 2 × 95348.9 = 635659.33 kN/m³

Kv = 635659.330 × (14.420 / 0.3)$^{-3/4}$ = 34821.30 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 34821.300 = 11607.10 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제4토층 , 모래와 자갈 섞인 호박돌

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(20.814 × 9.990) = 14.420 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × = 1 / 0.3 × 2 × 115674.2 = 771161.33 kN/m³

Kv = 771161.330 × (14.420 / 0.3)$^{-3/4}$ = 42244.07 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 42244.070 = 14081.36 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 실트 섞인 점토(CL)

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(7.340 × 7.340) = 7.340 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 95348.9 = 635659.33 kN/m³

Kh = 635659.330 × (7.340 / 0.3)$^{-3/4}$ = 57782.10 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 57782.100 = 19260.70 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 실트 섞인 모래(SM)

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(7.340 × 7.340) = 7.340 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 115674.2 = 771161.33 kN/m³

Kh = 771161.330 × (7.340 / 0.3)$^{-3/4}$ = 70099.37 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 70099.370 = 23366.46 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.045/2 + 1.045/2) = 36396 kN/m	25~41
Ksb1	Ksb x (1.045/2 + 1.045/2) = 12132 kN/m	

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.118/2 + 1.118/2) = 78371 kN/m	20,46
Kss1	Kss x (1.118/2 + 1.118/2) = 26124 kN/m	
Kh2	Kh x (1.118/2 + 1.118/2) = 64600 kN/m	21~23,43~45
Kss2	Kss x (1.118/2 + 1.118/2) = 21533 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.045/2 + 1.045/2) = 44154 kN/m	2~18
Ksb1	Ksb x (1.045/2 + 1.045/2) = 14718 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (2.000/2 + 1.045/2) = 64321 kN/m	1,19
Ksb1	Kh x (1.118/2 + 1.700/2) = 98770 kN/m	
Kv2	Kv x (1.045/2 + 2.000/2) = 53019 kN/m	24,42
Ksb2	Kh x (1.118/2 + 1.800/2) = 84304 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	성능 / 기준 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수, I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(가능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	= 11.500	kN/m²
- 토 사	: 4.051 × 19.00	= 76.972	kN/m²
	∴ Total Wd1	= 88.472	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	= 11.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00	= 9.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 3.551 × 10.00	= 35.512	kN/m²
	∴ Total Wd2	= 56.512	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D.m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D.m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 4.551m

- Wl1 = 15.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 15.000 × 0.5C = 7.500 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 4.951 × 19.000) × 0.500 = 52.786 kN/m²
Wh2 = 52.786 + 1.118 × 19.000 × 0.500 = 63.407 kN/m²
Wh3 = 63.407 + 1.118 × 19.000 × 0.500 = 74.028 kN/m²
Wh4 = 74.028 + 1.118 × 19.000 × 0.500 = 84.649 kN/m²
Wh5 = 84.649 + 1.118 × 19.000 × 0.500 = 95.270 kN/m²
Wh6 = 95.270 + 1.118 × 19.000 × 0.500 = 105.891 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 4.451 × = 32.756 kN/m²
Wh2 = 32.756 + 1.118 × 10.000 × 0.500 = 38.346 kN/m²
Wh3 = 38.346 + 1.118 × 10.000 × 0.500 = 43.936 kN/m²
Wh4 = 43.936 + 1.118 × 10.000 × 0.500 = 49.526 kN/m²
Wh5 = 49.526 + 1.118 × 10.000 × 0.500 = 55.116 kN/m²
Wh6 = 55.116 + 1.118 × 10.000 × 0.500 = 60.706 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 3.551 × 10.000 = 35.512 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 4.451 × 10.000 = 44.512 kN/m²
Ww3 = 44.512 + 1.118 × 10.000 = 55.692 kN/m²
Ww4 = 55.692 + 1.118 × 10.000 = 66.872 kN/m²
Ww5 = 66.872 + 1.118 × 10.000 = 78.052 kN/m²
Ww6 = 78.052 + 1.118 × 10.000 = 89.232 kN/m²
Ww7 = 89.232 + 1.118 × 10.000 = 100.412 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww8 = (4.551 + 7.340 - 1.000) × 10.000 = 108.912 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15^{\circ}\,C$

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ (kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
실트섞인모래(SM)	2.080	153.000	122.400	20.000	0.054	0.068
실트섞인점토(CL)	7.200	166.400	133.100	20.000	0.173	0.216
실트섞인모래(SM)	1.300	183.200	146.600	20.000	0.028	0.035
모래와자갈섞인호박돌	0.900	183.200	146.600	20.000	0.020	0.025
풍화토	4.100	217.200	173.800	20.000	0.076	0.094
연암(SR)	14.420	294.700	235.800	20.000	0.196	0.245
계					0.547	0.683

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.547 = 0.684	1.25 Tg' = 1.25 × 0.683 = 0.854

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

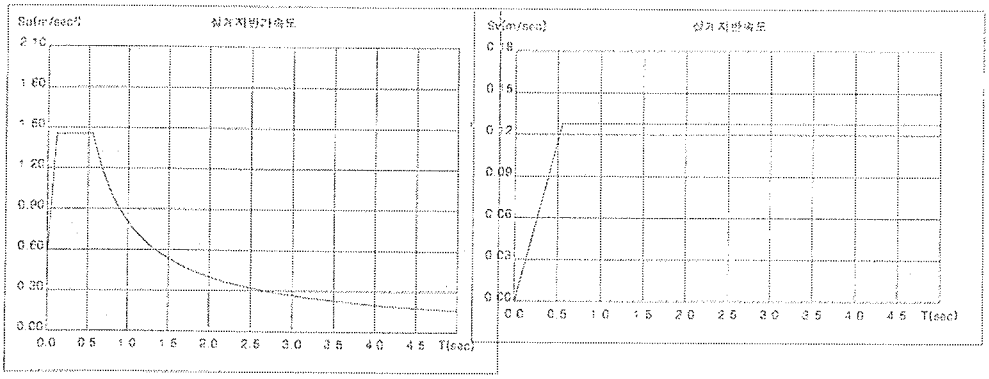
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.177 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.931 m/s²

5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

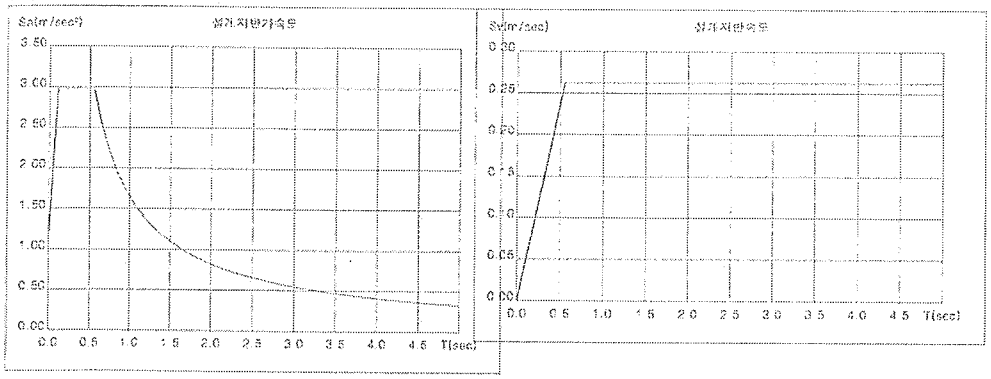
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.684 / 2π × 1.177 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.854 / 2π × 1.931 = 0.262 m/s

6) 설계응답 응답스펙트럼

(1) 기능수행수준



(2) 붕괴방지수준



7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 5.451 m
- 하부슬래브 EL. = 11.041 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.684 \times \cos(\pi \times 5.451 / (2 \times 30.000)) = 0.017024$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.684 \times \cos(\pi \times 11.041 / (2 \times 30.000)) = 0.014859$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.854 \times \cos(\pi \times 5.451 / (2 \times 30.000)) = 0.043507$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.854 \times \cos(\pi \times 11.041 / (2 \times 30.000)) = 0.037973$

$Po = Ksb.top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 18141.610 \times (0.017024 - 0.014859)$ $= 39.277\ kN/m^2$	$Po = 11607.100 \times (0.043507 - 0.037973)$ $= 64.234\ kN/m^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m^3)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m^2)
5.451	90312.010	0.017024	0.002165	195.526
6.569	90312.010	0.016703	0.001844	166.535
7.687	90312.010	0.016324	0.001465	132.307
8.805	90312.010	0.015889	0.001030	93.021
9.923	109470.320	0.015400	0.000541	59.223
11.041	109470.320	0.014859	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m^3)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m^2)
5.451	57782.100	0.043507	0.005534	319.766
6.569	57782.100	0.042685	0.004712	272.269
7.687	57782.100	0.041718	0.003745	216.394
8.805	57782.100	0.040607	0.002634	152.198
9.923	70099.370	0.039357	0.001384	97.018
11.041	70099.370	0.037973	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

$Vu = Gd \times Uh1,\ Vb = Gd \times Uh2,\ Vs = (Vu + Vb) / 2$

$Uh1 = 1 / (\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zu / (2 \times H))$

$Uh2 = 1 / (\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zb / (2 \times H))$

구분	기능수행수준(kN/m^2)	붕괴방지수준(kN/m^2)
Vu	$56450.000 \times 0.000222 = 12.530$	$36117.000 \times 0.000566 = 20.440$
Vb	$96179.000 \times 0.000473 = 45.490$	$61583.000 \times 0.001208 = 74.390$
Vs	$(12.530 + 45.490) / 2 = 29.010$	$(20.440 + 74.390) / 2 = 47.420$

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.800×25.000×0.074×(1 - 0.015×4.601) = 3.100	fu = 1.800×25.000×0.182×(1 - 0.015×4.601) = 7.625

② 하부슬래브

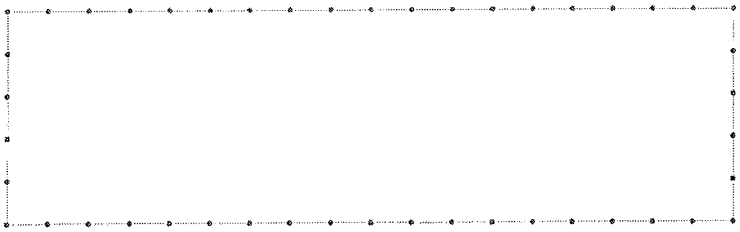
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.700×25.000×0.074×(1 - 0.015×10.191) = 2.664	fb = 1.700×25.000×0.182×(1 - 0.015×10.191) = 6.553

③ 측벽

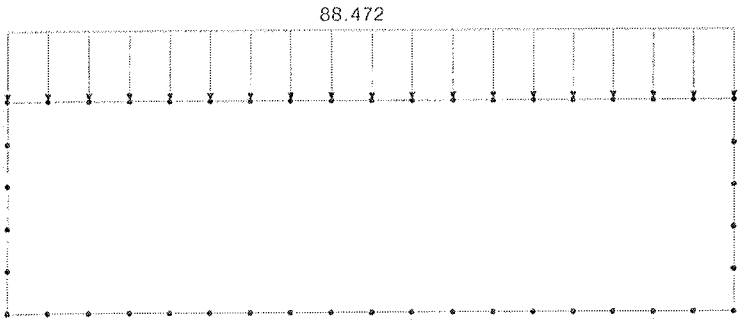
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×4.601) = 3.445	f1 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×4.601) = 8.472
f2 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×5.719) = 3.383	f2 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×5.719) = 8.319
f3 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×6.837) = 3.321	f3 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×6.837) = 8.167
f4 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×7.955) = 3.258	f4 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×7.955) = 8.014
f5 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×9.073) = 3.196	f5 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×9.073) = 7.862
f6 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×10.191) = 3.134	f6 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×10.191) = 7.709

10. 하 중 재 하 (상시)

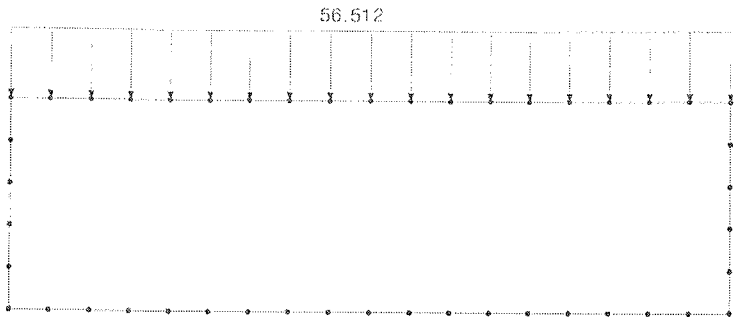
1) CASE1 - 구체자중(SW)



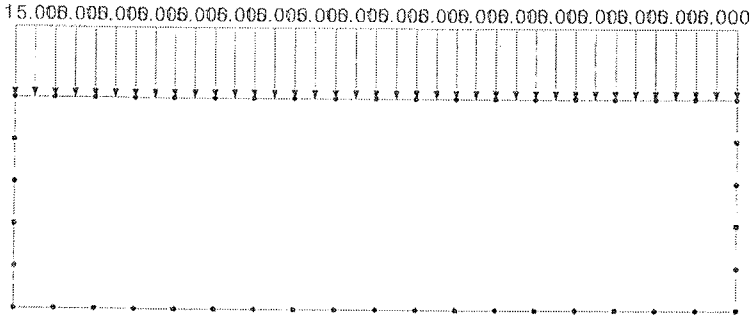
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



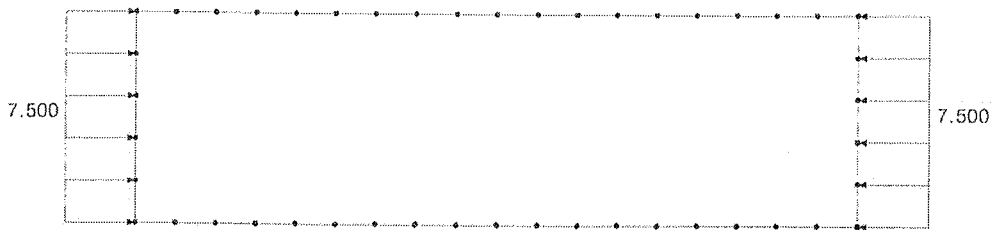
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



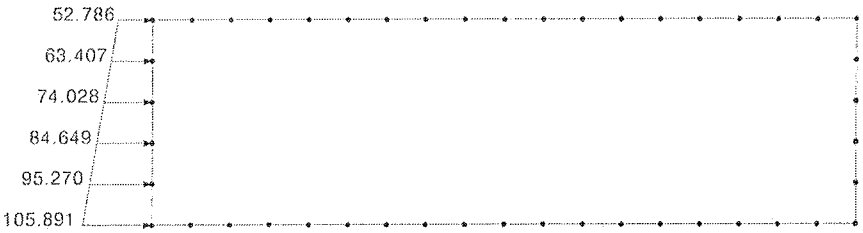
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



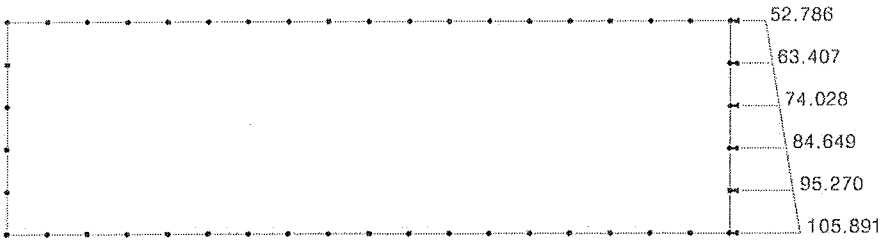
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



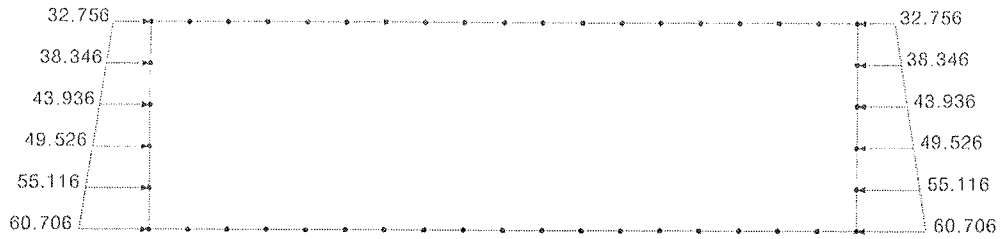
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



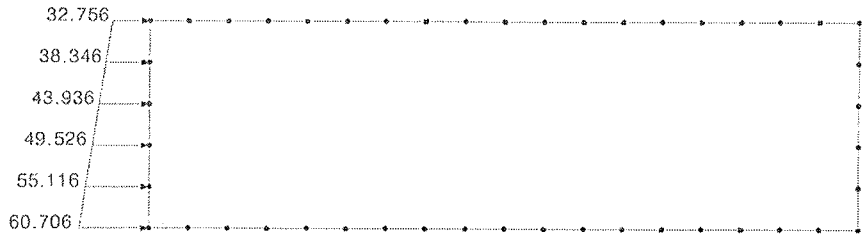
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



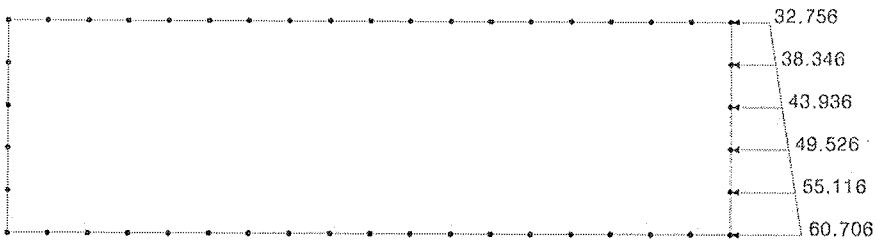
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



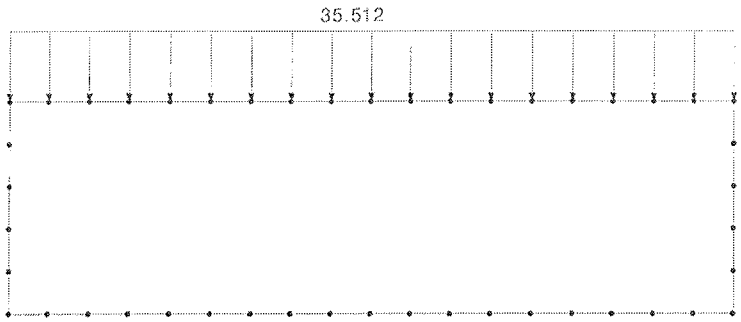
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



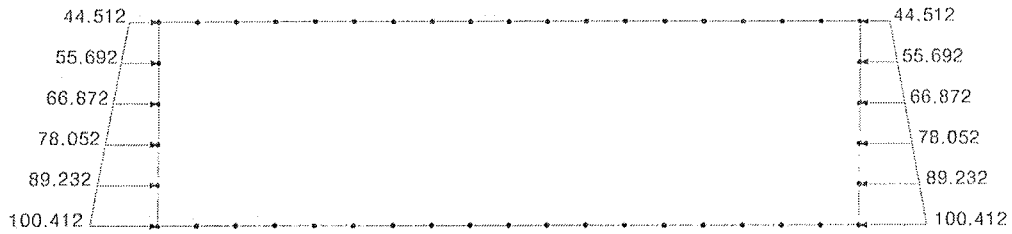
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



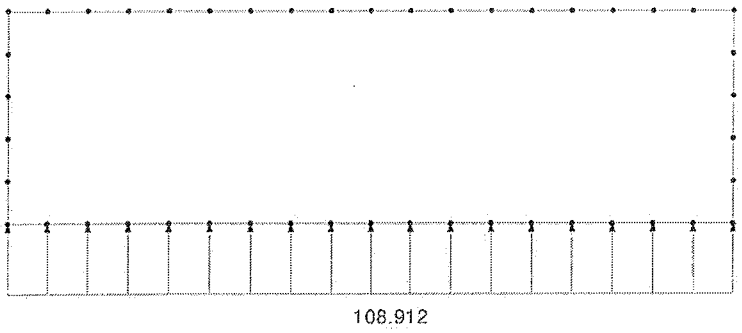
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



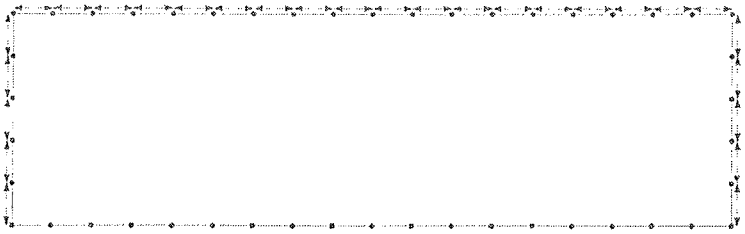
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



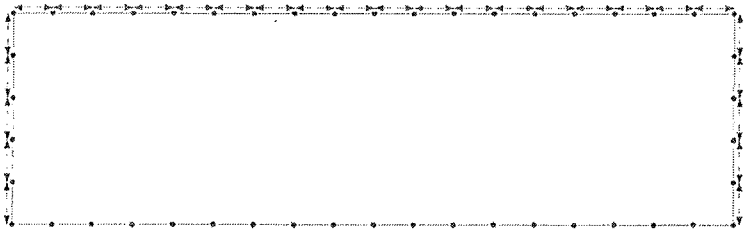
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



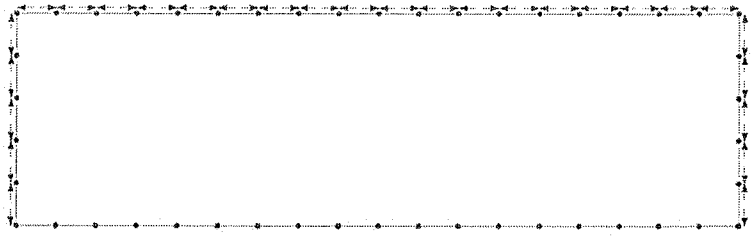
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

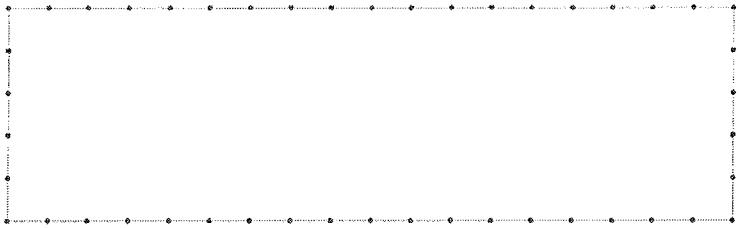


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

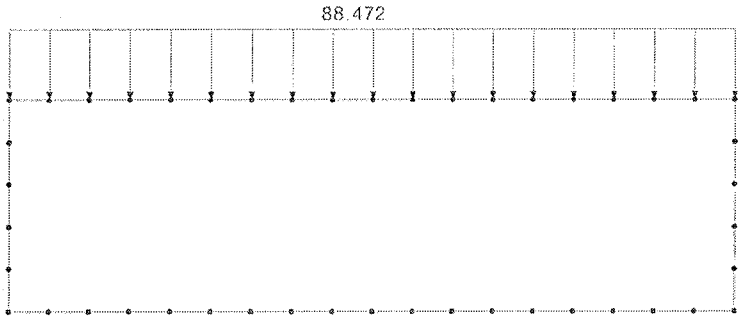


11. 하중 재하 (기능수행)

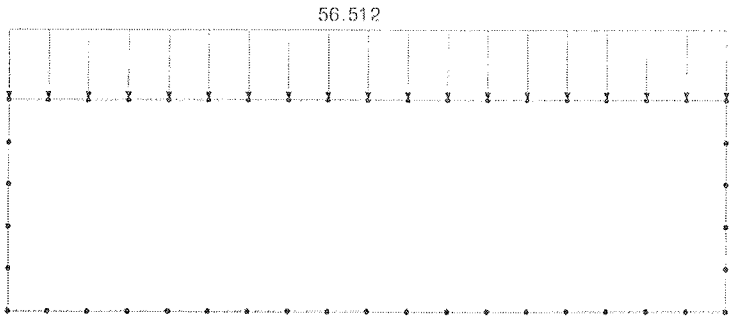
1) CASE1 - 구체자중(SW)



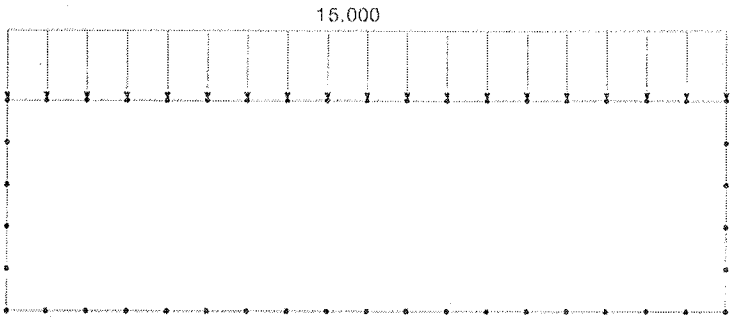
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



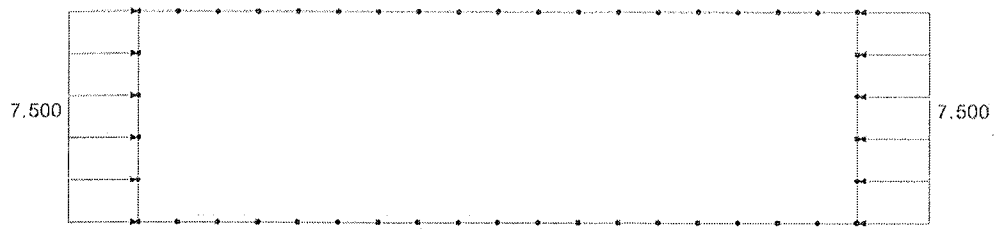
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



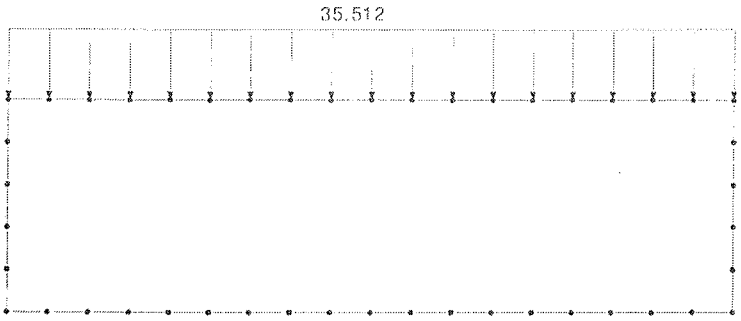
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



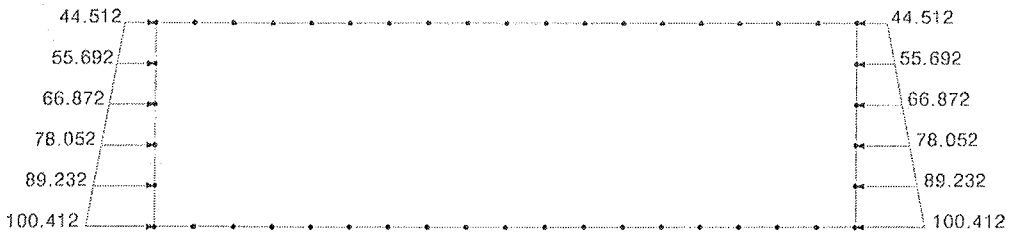
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



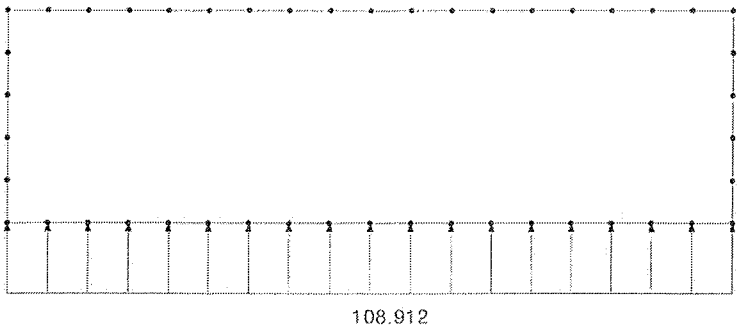
6) CASE6 - 연직수압(WATERV)



7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

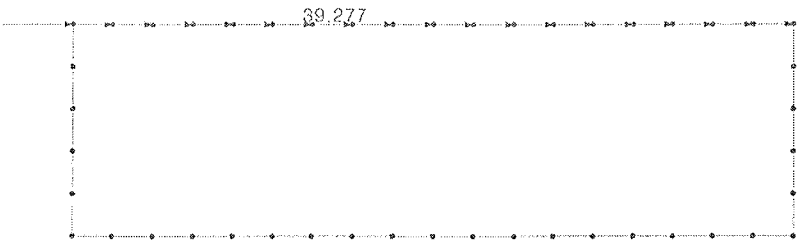


8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)

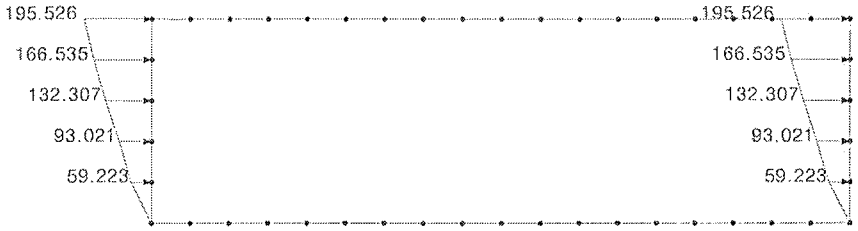


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

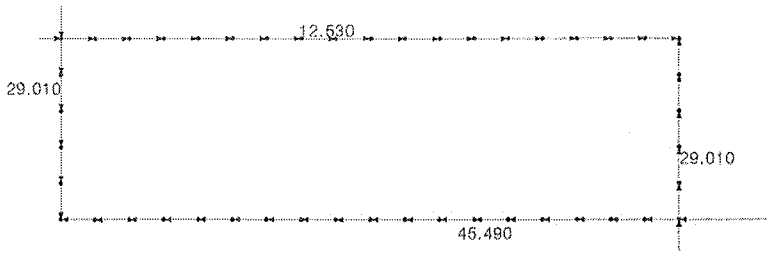
9) CASE9 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



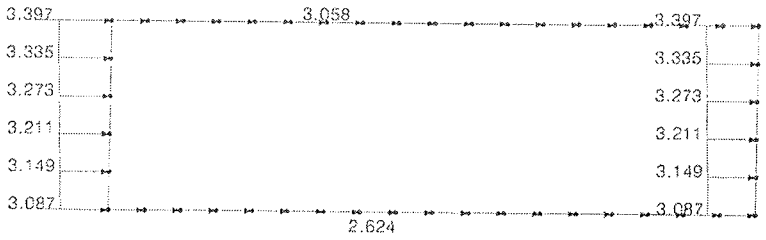
10) CASE10 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



11) CASE11 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

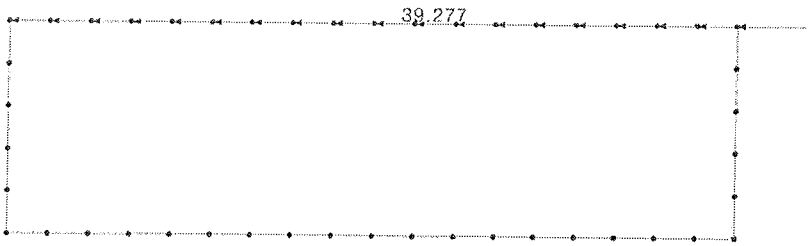


12) CASE12 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

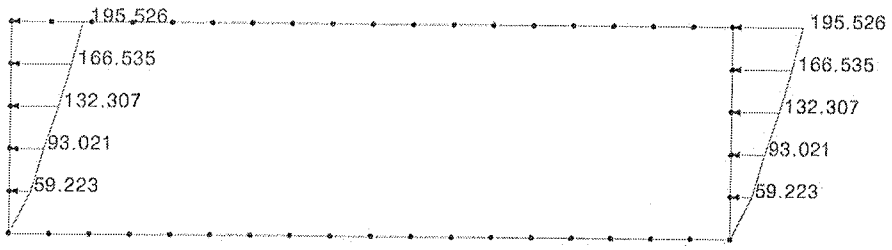


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

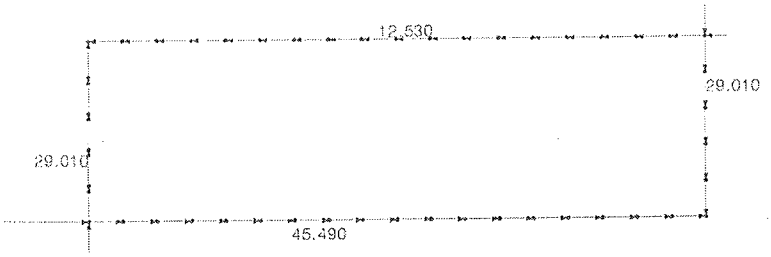
13) CASE13 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



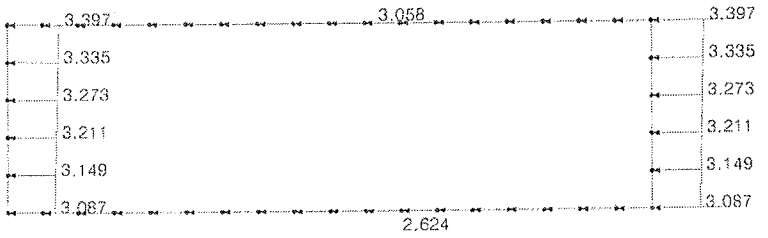
14) CASE14 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



15) CASE15 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

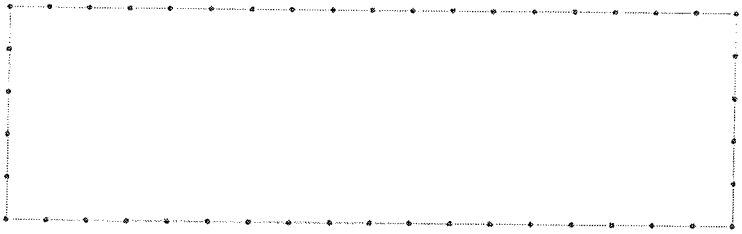


16) CASE16 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

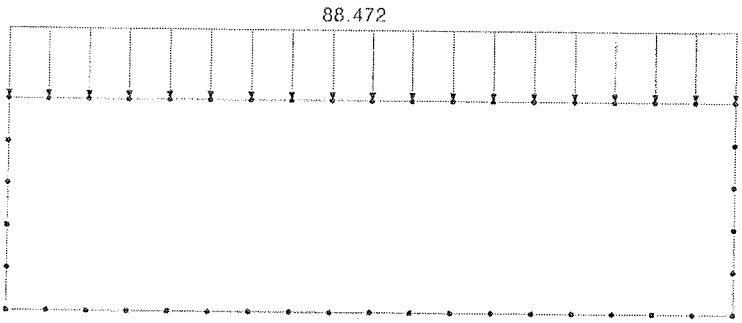


12. 하중 재하 (붕괴방지)

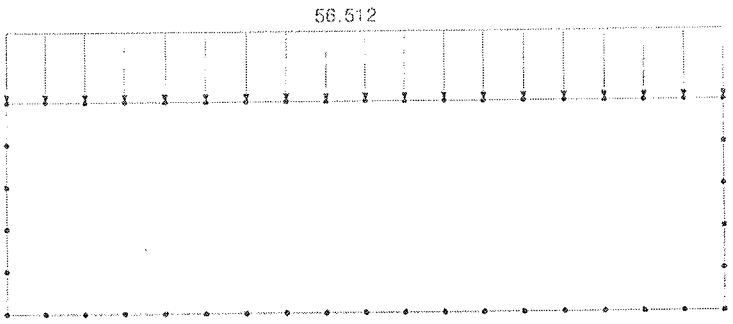
1) CASE1 - 구체자중(SW)



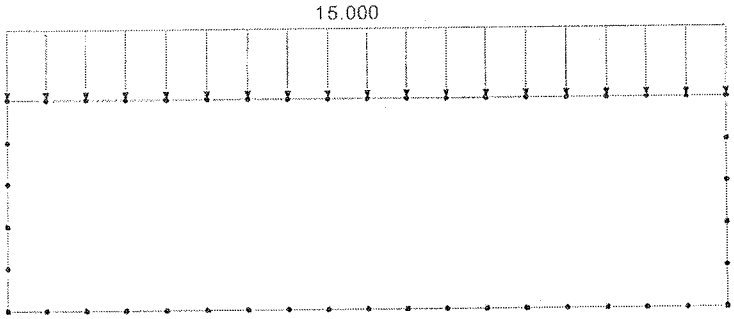
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



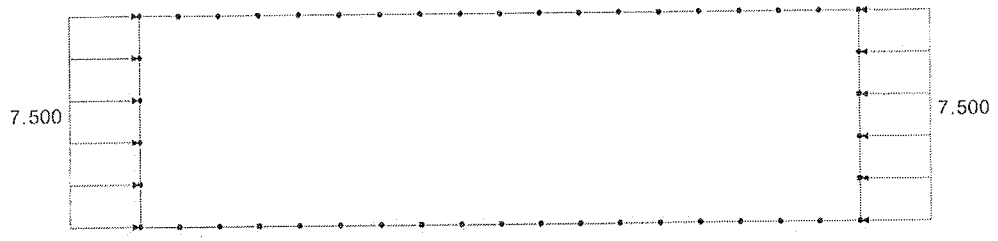
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



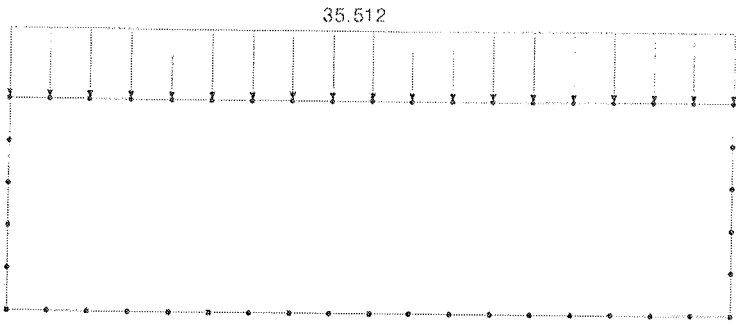
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



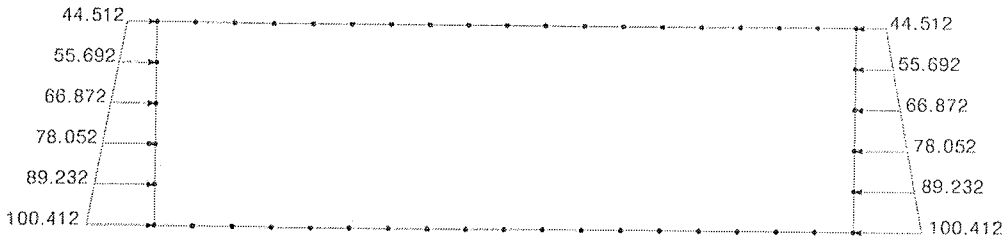
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



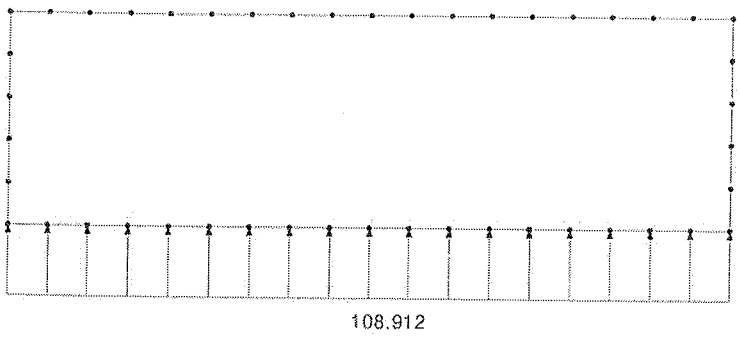
6) CASE6 - 연직수압(WATERV)



7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

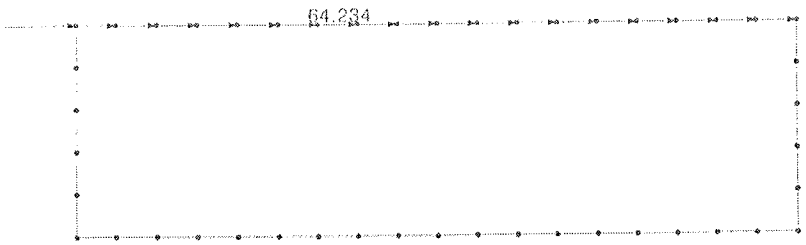


8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)

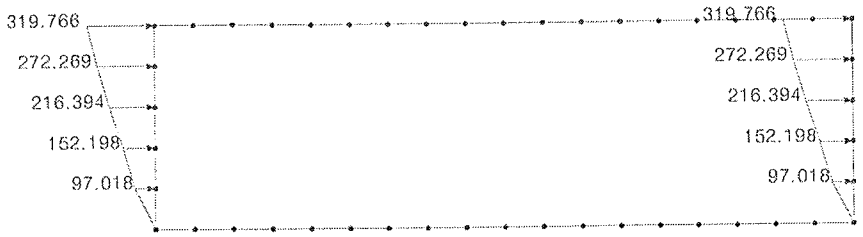


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

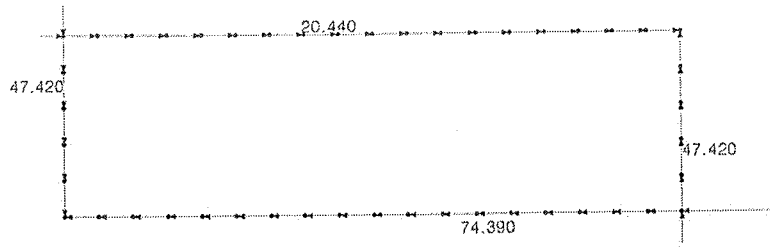
9) CASE9 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



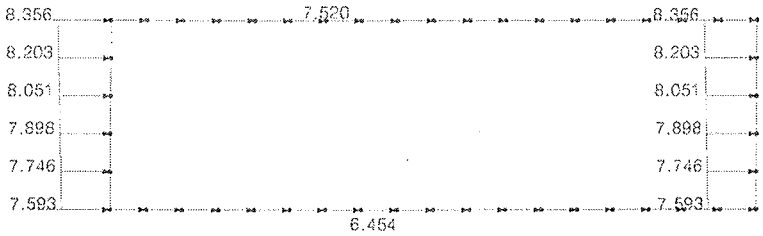
10) CASE10 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



11) CASE11 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

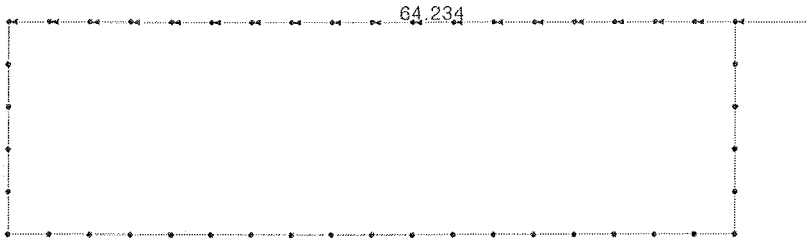


12) CASE12 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

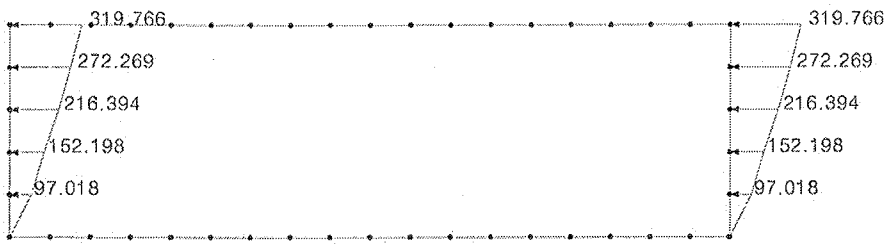


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

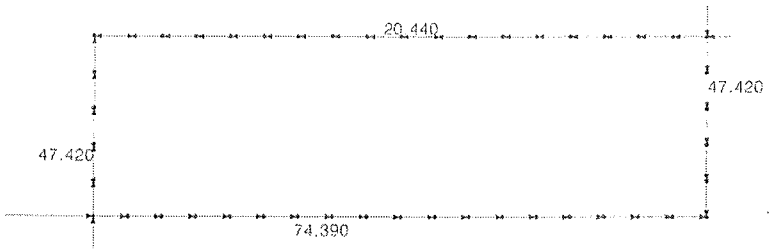
13) CASE13 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



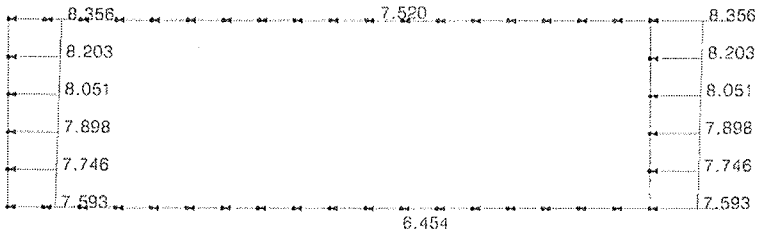
14) CASE14 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



15) CASE15 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



16) CASE16 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.936, h = 4.551 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.498	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.498	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.498	1.600	1.600	1.200	1.498	●
LC7	1.200	1.498	1.600	0.800	1.200	1.498	●
LC8	0.900	0.900		1.600		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	●

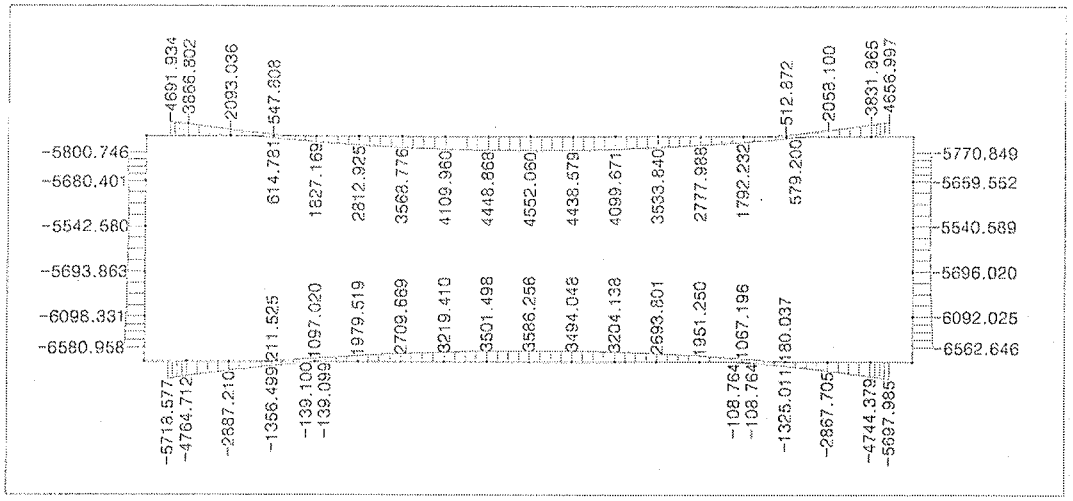
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.400	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.400	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.400	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.400	●

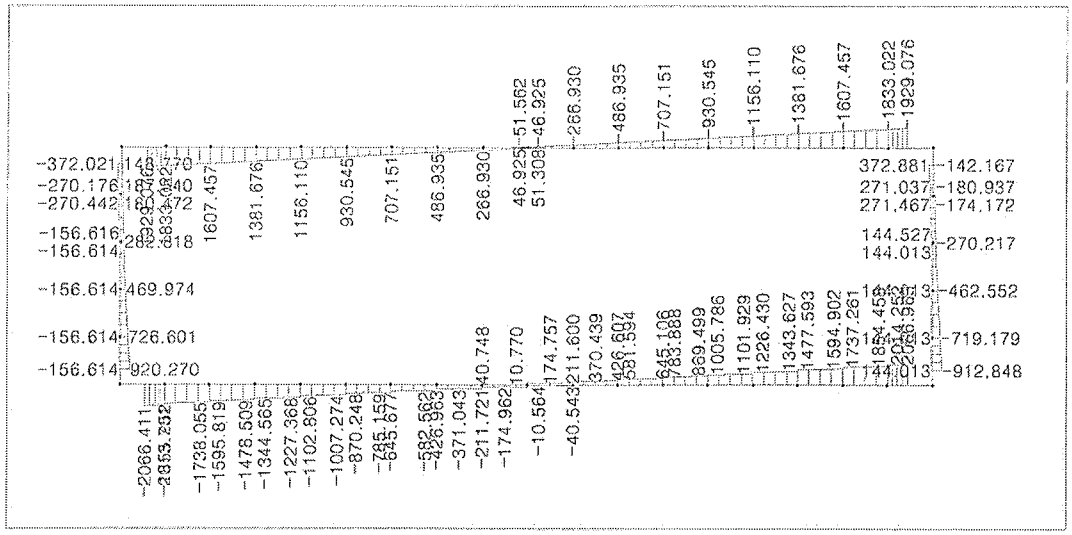
14. 단면력정리

14.1 상시

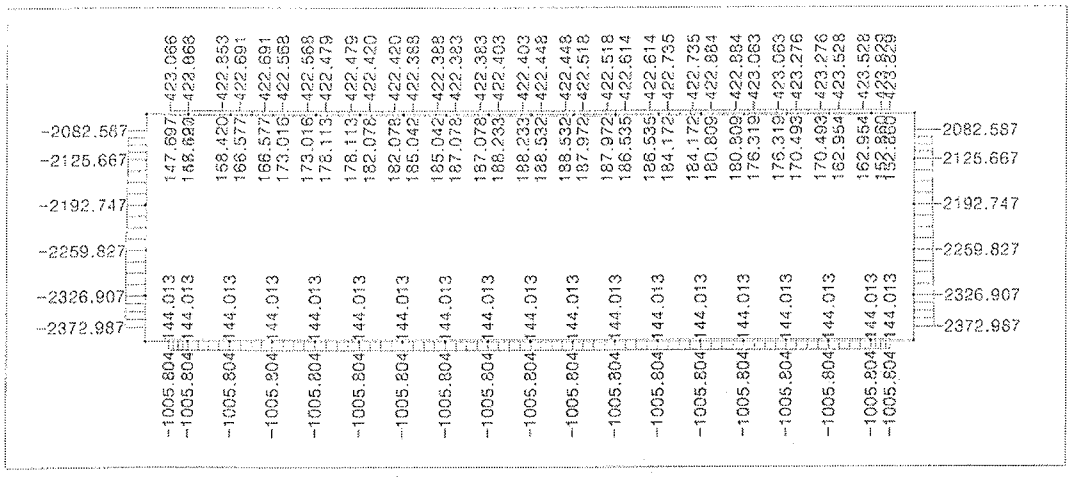
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



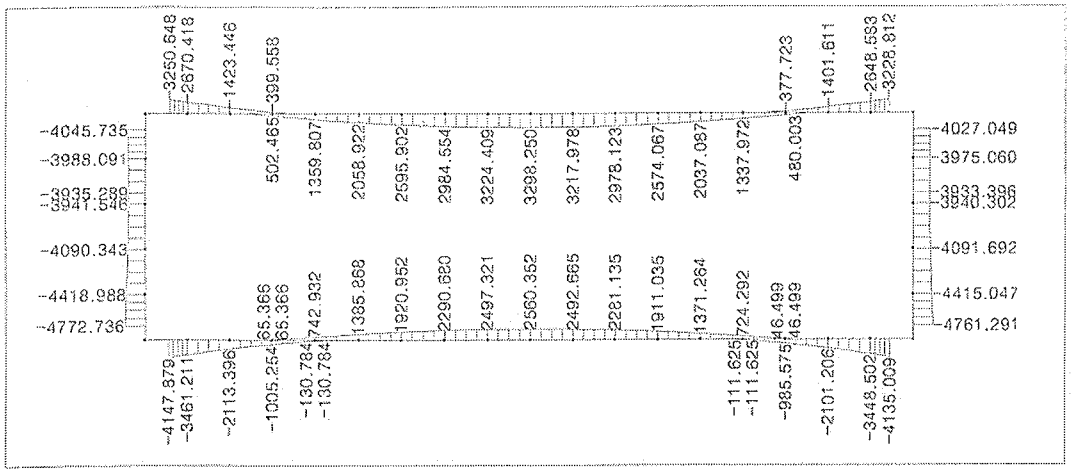
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

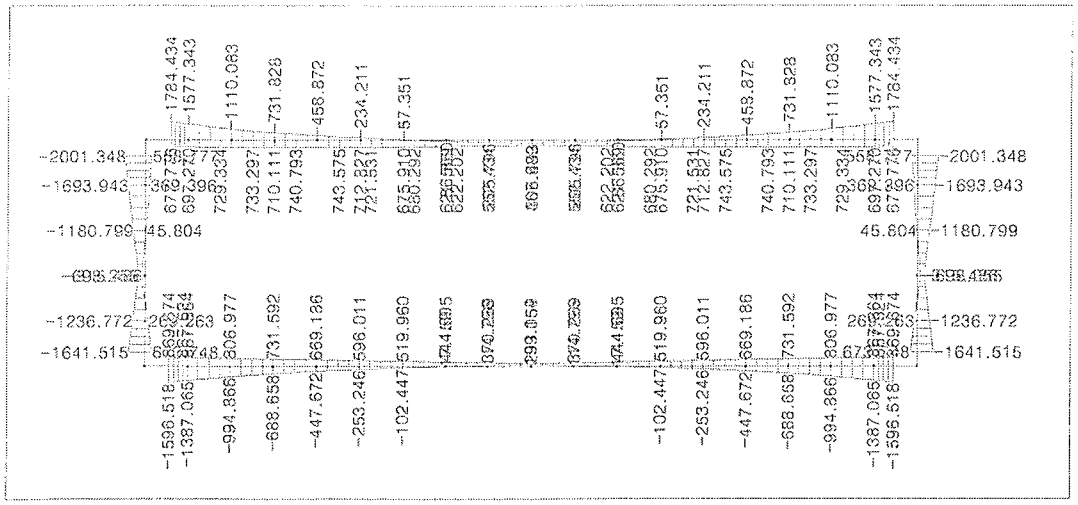


5) 단면력 정리

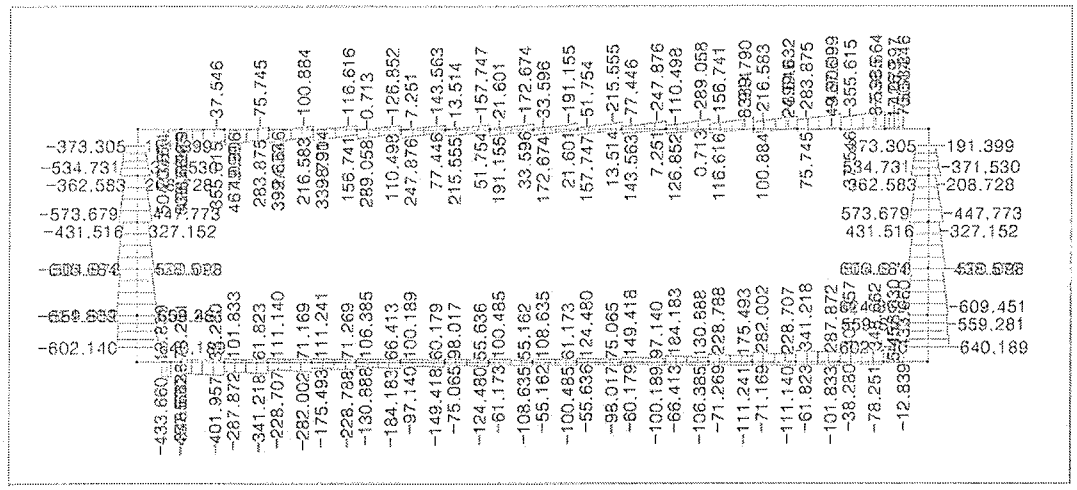
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	4691.93	1475.86	423.07	3250.65	1000.00	1966.67	
		중앙부	2	4552.06	51.28	422.45	3298.25	1000.00	1800.00	
		우측	3	4657.00	1475.69	423.83	3228.81	1000.00	1966.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	5718.58	1538.58	1005.80	4147.88	1000.00	1700.00	
		중앙부	5	3586.26	201.60	1005.80	2560.35	1000.00	1700.00	
		우측	6	5697.99	1537.75	1005.80	4135.01	1000.00	1700.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	5800.75	333.76	2082.59	4045.74	1000.00	2166.67	
		추가1	8	5556.37	372.02	2226.29	3966.48	1000.00	2000.00	
		중앙부	9	0.00	282.82	2372.99	0.00	1000.00	2000.00	
		하부	10	6580.96	339.23	2372.99	4772.74	1000.00	2000.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	5770.85	321.16	2082.59	4027.05	1000.00	2166.67	
		추가1	12	5556.45	912.85	2226.29	3966.54	1000.00	2000.00	
		중앙부	13	0.00	285.86	2372.99	0.00	1000.00	2000.00	
		하부	14	6562.65	326.63	2372.99	4761.29	1000.00	2000.00	

14.2 지진시(기능수행)

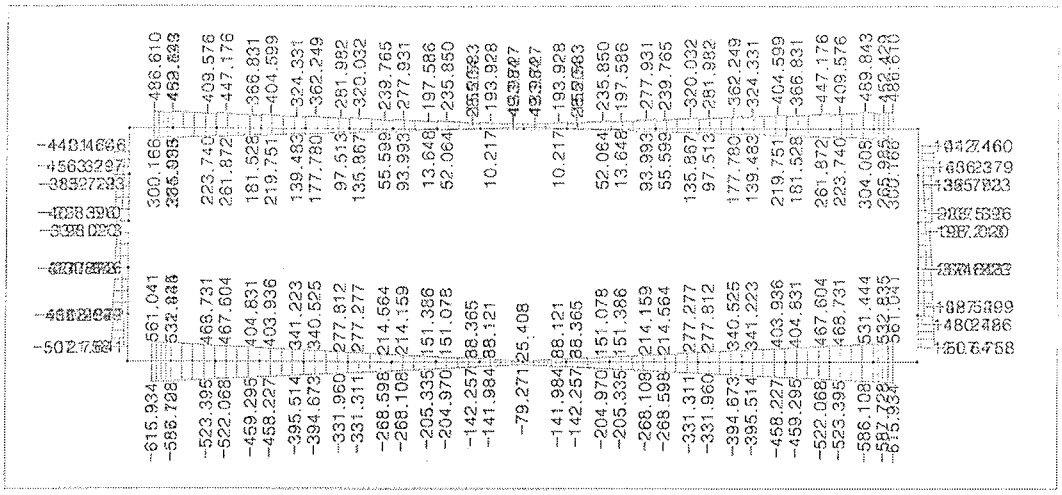
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

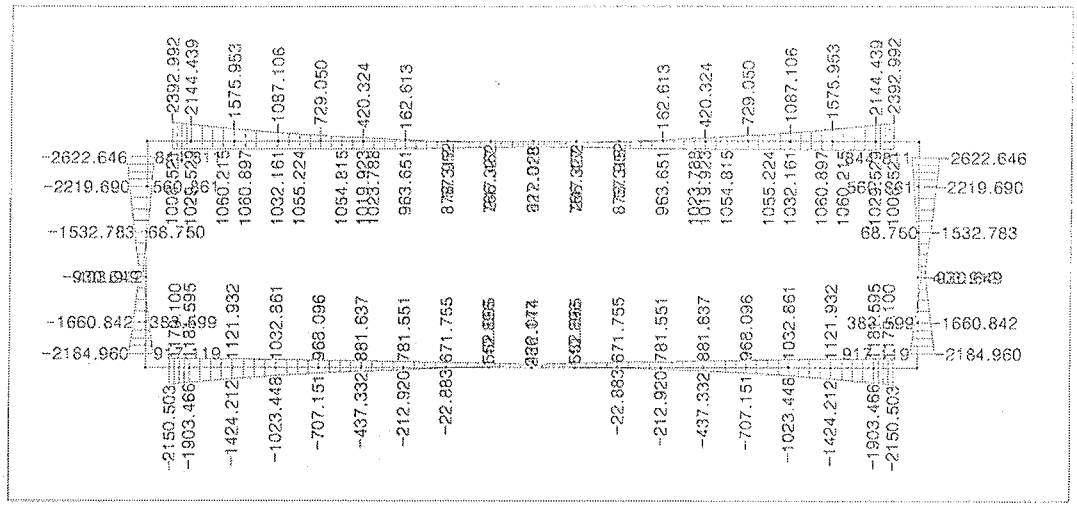


4) 단면력 정리

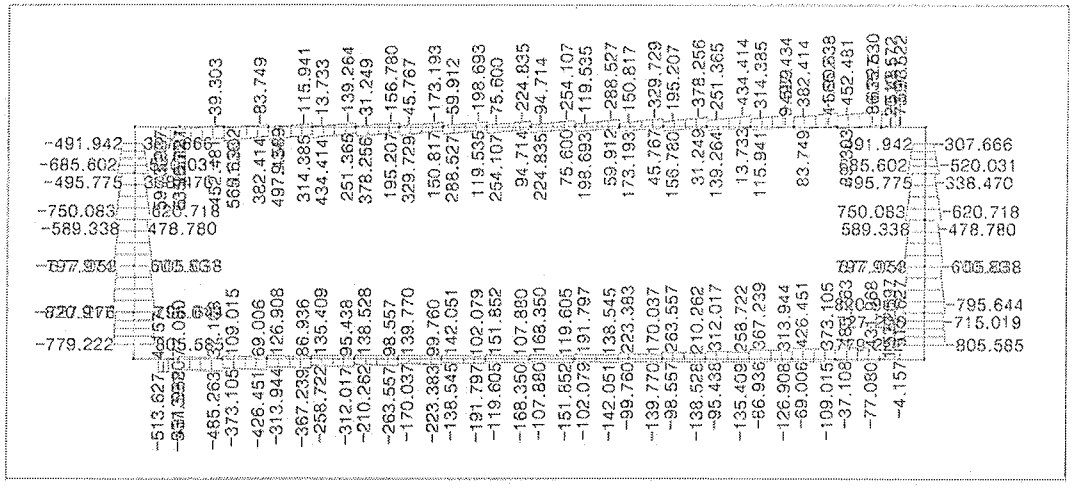
구분	위치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1784.43	360.30	584.18	1000.00	1966.67	
		중앙부	2	467.69	172.64	157.42	1000.00	1800.00	
		우측	3	1784.43	360.17	584.18	1000.00	1966.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1596.52	313.90	766.46	1000.00	1700.00	
		중앙부	5	293.16	108.62	79.27	1000.00	1700.00	
		우측	6	1596.52	313.86	766.46	1000.00	1700.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	2001.35	496.03	473.56	1000.00	2166.67	
		추가1	8	913.65	373.31	473.56	1000.00	2000.00	
		중앙부	9	673.75	573.68	545.17	1000.00	2000.00	
		하부	10	1641.52	502.50	545.17	1000.00	2000.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	2001.35	496.03	473.56	1000.00	2166.67	
		추가1	12	913.65	640.19	545.17	1000.00	2000.00	
		중앙부	13	673.75	451.83	545.17	1000.00	2000.00	
		하부	14	1641.52	502.50	545.17	1000.00	2000.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	2392.99	458.84	726.43	1000.00	1966.67	
		중앙부	2	627.02	224.80	163.41	1000.00	1800.00	
		우측	3	2392.99	458.71	726.43	1000.00	1966.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	2150.50	399.13	922.90	1000.00	1700.00	
		중앙부	5	422.07	168.34	81.67	1000.00	1700.00	
		우측	6	2150.50	399.10	922.90	1000.00	1700.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	2622.65	667.30	564.23	1000.00	2166.67	
		추가1	8	1171.73	491.94	564.23	1000.00	2000.00	
		중앙부	9	917.12	750.08	622.03	1000.00	2000.00	
		하부	10	2184.96	675.01	622.03	1000.00	2000.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	2622.65	667.30	564.23	1000.00	2166.67	
		추가1	12	1171.73	805.59	622.03	1000.00	2000.00	
		중앙부	13	917.12	613.99	622.03	1000.00	2000.00	
		하부	14	2184.96	675.01	622.03	1000.00	2000.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-4691.93	-	-2392.99	-1784.43	-4691.93	
		중앙부	2	4552.06	-	627.02	467.69	4552.06	
		우측	3	-4657.00	-	-2392.99	-1784.43	-4657.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-5718.58	-	-2150.50	-1596.52	-5718.58	
		중앙부	5	3586.26	-	422.07	293.16	3586.26	
		우측	6	-5697.99	-	-2150.50	-1596.52	-5697.99	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-5800.75	-	-2622.65	-2001.35	-5800.75	
		추가1	8	-5556.37	-	-1171.73	-913.65	-5556.37	
		중앙부	9	-	-	917.12	673.75	917.12	
		하부	10	-6580.96	-	-2184.96	-1641.52	-6580.96	
우측 벽체	1 층	상부	11	-5770.85	-	-2622.65	-2001.35	-5770.85	
		추가1	12	-5556.45	-	-1171.73	-913.65	-5556.45	
		중앙부	13	-	-	917.12	673.75	917.12	
		하부	14	-6562.65	-	-2184.96	-1641.52	-6562.65	

2) 전단력 (kN)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1475.86	-	458.84	360.30	1475.86	
		중앙부	2	51.28	-	224.80	172.64	224.80	
		우측	3	-1475.69	-	-458.71	-360.17	-1475.69	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1538.58	-	-399.13	-313.90	-1538.58	
		중앙부	5	-201.60	-	-168.34	-108.62	-201.60	
		우측	6	1537.75	-	399.10	313.86	1537.75	
좌측 벽체	1 층	상부	7	333.76	-	-667.30	-496.03	-667.30	
		추가1	8	-372.02	-	-491.94	-373.31	-491.94	
		중앙부	9	282.82	-	-750.08	-573.68	-750.08	
		하부	10	339.23	-	-675.01	-502.50	-675.01	
우측 벽체	1 층	상부	11	-321.16	-	667.30	496.03	667.30	
		추가1	12	-912.85	-	-805.59	-640.19	-912.85	
		중앙부	13	-285.86	-	613.99	451.83	613.99	
		하부	14	-326.63	-	675.01	502.50	675.01	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	통괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-423.07	-	-726.43	-584.18	-726.43	
		중앙부	2	-422.45	-	-163.41	-157.42	-422.45	
		우측	3	-423.83	-	-726.43	-584.18	-726.43	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1005.80	-	-922.90	-766.46	-1005.80	
		중앙부	5	-1005.80	-	-81.67	-79.27	-1005.80	
		우측	6	-1005.80	-	-922.90	-766.46	-1005.80	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-2082.59	-	-564.23	-473.56	-2082.59	
		추가1	8	-2226.29	-	-564.23	-473.56	-2226.29	
		중앙부	9	-2372.99	-	-622.03	-545.17	-2372.99	
		하부	10	-2372.99	-	-622.03	-545.17	-2372.99	
우측 벽체	1 층	상부	11	-2082.59	-	-564.23	-473.56	-2082.59	
		추가1	12	-2226.29	-	-622.03	-545.17	-2372.99	
		중앙부	13	-2372.99	-	-622.03	-545.17	-2372.99	
		하부	14	-2372.99	-	-622.03	-545.17	-2372.99	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	통괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-3250.65	-	-	-	-3250.65	
		중앙부	2	3298.25	-	-	-	3298.25	
		우측	3	-3228.81	-	-	-	-3228.81	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-4147.88	-	-	-	-4147.88	
		중앙부	5	2560.35	-	-	-	2560.35	
		우측	6	-4135.01	-	-	-	-4135.01	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-4045.74	-	-	-	-4045.74	
		추가1	8	-3966.48	-	-	-	-3966.48	
		중앙부	9	-	-	-	-	-	
		하부	10	-4772.74	-	-	-	-4772.74	
우측 벽체	1 층	상부	11	-4027.05	-	-	-	-4027.05	
		추가1	12	-3966.54	-	-	-	-3966.54	
		중앙부	13	-	-	-	-	-	
		하부	14	-4761.29	-	-	-	-4761.29	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1823	4691.93	5446.15	7867.58	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9192.80	1.16
		중앙부	2	1000	1687	4552.06	5196.25	8293.14	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.14
		우측	3	1000	1823	4657.00	5446.15	7806.63	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9192.80	1.17
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	1527	5718.58	6714.55	11811.54	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14062.40	1.17
		중앙부	5	1000	1582	3586.26	4267.54	6933.05	H29 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	8316.00	1.19
		우측	6	1000	1527	5697.98	6714.55	11765.71	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14062.40	1.18
		우측(배수구단면)	6	1000	1527	2537.22	5801.78	5805.50	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14062.40	1.18
좌측벽체	1층	상부	7	1000	2019	5800.75	9496.93	-	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	10530.00	1.64
		추가1	8	1000	1850	5556.37	9110.39	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11072.80	1.64
		중앙부	9	1000	1920	917.12	9914.16	-	H16 - 4.0EA	14249.60	10.81
		하부	10	1000	1824	6580.96	10799.33	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14249.60	1.64
우측벽체	1층	상부	11	1000	2019	5770.85	9517.23	-	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	10530.00	1.65
		추가1	12	1000	1850	5556.45	9351.33	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11072.80	1.68
		중앙부	13	1000	1920	917.12	9914.16	-	H16 - 4.0EA	14249.60	10.81
		하부	14	1000	1824	6562.65	10808.76	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14249.60	1.65

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	㎟		㎜	㎟	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1075.5	1475.9	1914.75	2.00	120.87	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	1095.5	224.8	1522.92	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	1075.5	1475.7	1914.75	2.00	120.82	H13	150	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	991.8	1538.6	1765.59	2.00	179.06	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	1027.4	201.6	1428.24	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	991.8	1537.8	1765.59	2.00	178.79	H13	150	253.40	O.K
		우측 (배수구단면)	6	867.8	1571.1	1929.08	2.00	263.20	H16	150	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	1292.9	667.3	1292.93	-	-	-	-	-	O.K
		추가1	8	1297.2	491.9	1297.15	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	9	1352.8	750.1	1352.77	-	-	-	-	-	O.K
		하부	10	1284.9	675.0	1284.85	-	-	-	-	-	O.K
우측벽체	1층	상부	11	1292.9	667.3	1292.93	-	-	-	-	-	O.K
		추가1	12	1303.4	912.8	1303.45	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	13	1352.8	614.0	1352.77	-	-	-	-	-	O.K
		하부	14	1284.9	675.0	1284.85	-	-	-	-	-	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1966.67	1822.57	100.00	4691.93	1475.86

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9192.800 x 400.00 = 3677120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 160.223 mm, c = 160.223 / β1 = 160.223 / 0.85 = 188.498 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1866.67 - 188.498) / 188.498 = 0.02671

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 7867.582 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 144.1 mm), [사용률 = 1.168]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00504

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 160.223 mm

ΦMn = 0.85 x 9192.800 x 400 x (1822.57 - a/2) = 5446.149 kN.m

≥ Mu (= 4691.934 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.161]

* 전단에 대한 검토 (d = 1655.90 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1655.90 = 1075.542 kN

< Vu (= 1475.856 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1475.856-1075.542) x 150.00 / (400x1655.90xΦ) x 1000 = 120.875 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1655.90 / 150.00 x 1000 = 1118.950 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1655.90 / 1000 = 5736.222 kN ≥ 1118.950 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1434.055 + 1118.950) = 1914.754 kN ≥ 1475.856 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1686.67	80.00	4552.06	224.80

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1720.00 - 195.420) / 195.420 = 0.02340

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8293.144 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 1.149]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00565

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (1686.67 - a/2) = 5196.245 kN.m

≥ Mu (= 4552.060 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.142]

* 전단에 대한 검토 (d = 1686.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1686.67 = 1095.522 kN

≥ Vu (= 224.796 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1966.67	1822.57	100.00	4657.00	1475.69

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9192.800 x 400.00 = 3677120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 160.223 mm, c = 160.223 / β1 = 160.223 / 0.85 = 188.498 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1866.67 - 188.498) / 188.498 = 0.02671

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 7806.635\ mm^2$$

* 사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 144.1 mm), [사용률 = 1.178]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00504

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 160.223 mm

ΦMn = 0.85 x 9192.800 x 400 x (1822.57 - a/2) = 5446.149 kN.m

≥ Mu (= 4656.997 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.169]

* 전단에 대한 검토 (d = 1655.90 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1655.90 = 1075.542 kN

< Vu (= 1475.690 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1475.690-1075.542) x 150.00 / (400x1655.90xΦ) x 1000 = 120.825 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1655.90 / 150.00 x 1000 = 1118.950 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1655.90 / 1000 = 5736.222 kN ≥ 1118.950 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1434.055 + 1118.950) = 1914.754 kN ≥ 1475.690 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1526.91	100.00	5718.58	1538.58

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 14062.400 x 400.00 = 5624960.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 245.096 mm, c = 245.096 / β1 = 245.096 / 0.85 = 288.349 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1600.00 - 288.349) / 288.349 = 0.01365

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 11811.538 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 173.1 mm), [사용률 = 1.191]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00921

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 245.096 mm

ΦMn = 0.85 x 14062.400 x 400 x (1526.91 - a/2) = 6714.551 kN.m

≥ Mu (= 5718.577 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.174]

* 전단에 대한 검토 (d = 1526.91 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1526.91 = 991.756 kN

< Vu (= 1538.580 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1538.580-991.756) x 150.00 / (400x1526.91xΦ) x 1000 = 179.062 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1526.91 / 150.00 x 1000 = 1031.783 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1526.91 / 1000 = 5289.367 kN ≥ 1031.783 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1322.342 + 1031.783) = 1765.594 kN ≥ 1538.580 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1581.80	80.00	3586.26	201.60

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8316.000 x 400.00 = 3326400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 144.941 mm, c = 144.941 / β1 = 144.941 / 0.85 = 170.519 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1620.00 - 170.519) / 170.519 = 0.02550

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6933.055 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8316.0 mm² (철근도심 : 118.2 mm), [사용률 = 1.199]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00526

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 144.941 mm

ΦMn = 0.85 x 8316.000 x 400 x (1581.80 - a/2) = 4267.535 kN.m

≥ Mu (= 3586.256 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.190]

* 전단에 대한 검토 (d = 1581.80 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1581.80 = 1027.409 kN

≥ Vu (= 201.598 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1526.91	100.00	5697.99	1537.75

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 14062.400 x 400.00 = 5624960.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 245.096 mm, c = 245.096 / β1 = 245.096 / 0.85 = 288.349 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1600.00 - 288.349) / 288.349 = 0.01365

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 11765.705 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 173.1 mm), [사용률 = 1.195]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00921

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 245.096 mm

ΦMn = 0.85 x 14062.400 x 400 x (1526.91 - a/2) = 6714.551 kN.m

≥ Mu (= 5697.985 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.178]

* 전단에 대한 검토 (d = 1526.91 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1526.91 = 991.756 kN

< Vu (= 1537.750 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1537.750-991.756) x 150.00 / (400x1526.91xΦ) x 1000 = 178.791 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1526.91 / 150.00 x 1000 = 1031.783 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1526.91 / 1000 = 5289.367 kN ≥ 1031.783 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1322.342 + 1031.783) = 1765.594 kN ≥ 1537.750 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1436.0	1336.0	100.0	2537.2	1571.1

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 14062.400 x 400.00 = 5624960.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 245.096 mm, c = 245.096 / β1 = 245.096 / 0.85 = 288.349 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1336.00 - 288.349) / 288.349 = 0.01090

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 5805.471 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.422]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

수축온도철근비 = 0.00200

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

ρuse = As / bd = 0.01053

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 245.096 mm

ΦMn = 0.85 x 14062.400 x 400 x (1336.00 - a/2) = 5801.775 kN.m

≥ Mu (= 2537.215 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.287]

* 전단에 대한 검토 (d = 1336.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1336.00 = 867.757 kN

< Vu (= 1571.117 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1571.117-867.757) x 150.00 / (400x1336.00xΦ) x 1000 = 263.233 mm²

Av_use = 397.200 mm² (D16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1336.00 / 150.00 x 1000 = 1415.091 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1336.00 x 1000 = 4628.040 kN ≥ 1415.091 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1157.010 + 1415.091) = 1929.076 kN ≥ 1571.117 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2166.667	100.000	2019.454	2082.587	5800.746	2785.356

㉯ 철근비 검토

As = 9735.600 ㎟ (인장중심 = 147.21 ㎜), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 ㎜

2단 : H25- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 200.00 ㎜

Asf = 794.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0049) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2166.7 x 1000.0 = 49725000.0 N

Cs = As x fy = 3894240.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (49725000.0 x 1083.33 + 3894240.0 x 147.212 + 317760.0 x 2086.667) / 53937000.0

= 1021.657 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1211.673 ㎜, ab = k1 x cb = 1029.922 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 1029921.731 = 23636.704 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3894.240 kN

Pb = 23636.704 + 299.529 - 3894.240 = 20041.992 kN

Mb = Cc x 630.049 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 18616.584 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 928.879 ㎜, e = Mu/Pu = 2785.356 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 389.901 ㎜, a = k1 x c = 331.416 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 331416.037 = 7605.998 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3894.240 kN

Pn = 7605.998 + 299.529 - 3894.240 = 4011.287 kN

Mn = Cc x 855.949 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11172.867 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2785.357)| = 0.0015 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2166.67 - 100.00 = 2066.667 ㎜

c = 389.901 ㎜, a = k1 x c = 331.416 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2066.67-389.90) / 389.90 = 0.01290

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 42956.269 kN ≥ Pn = 4011.287 kN

ΦPn = 0.85 x 4011.287 = 3409.594 kN ≥ Pu = 2082.587 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.785 = 9496.932 kN.m ≥ Mu = 5800.746 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1852.79 ㎜)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1852.79 = 1292.929 kN

≥ Vu (= 667.297 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 추가

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2000.000	100.000	1850.000	2226.287	5556.370	2495.801

㉯ 철근비 검토

As = 10278.400 ㎟ (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 794.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0055) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000.0 x 1000.0 = 45900000.0 N

Cs = As x fy = 4111360.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (45900000.0 x 1000.00 + 4111360.0 x 150.000 + 317760.0 x 1920.000) / 50329120.0

= 936.372 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1110.000 mm, ab = k1 x cb = 943.500 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 943500.000 = 21653.325 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pb = 21653.325 + 299.529 - 4111.360 = 17841.494 kN

Mb = Cc x 591.878 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 16343.801 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 916.056 mm, e = Mu/Pu = 2495.801 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 415.547 mm, a = k1 x c = 353.215 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 353215.113 = 8106.287 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pn = 8106.287 + 299.529 - 4111.360 = 4294.455 kN

Mn = Cc x 759.765 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10718.123 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2495.805)| = 0.0037 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 415.547 mm, a = k1 x c = 353.215 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-415.55) / 415.55 = 0.01072

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 40059.999 kN ≥ Pn = 4294.455 kN

ΦPn = 0.85 x 4294.455 = 3650.287 kN ≥ Pu = 2226.287 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.496 = 9110.391 kN.m ≥ Mu = 5556.370 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1850.00 = 1297.151 kN

≥ Vu (= 491.942 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2000.000	80.000	1920.000	2372.987	917.119	386.483

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 13455.200 ㎟ (압축중심 = 176.39 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 100.0

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H29- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0071) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000.0 x 1000.0 = 45900000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 5382080.0 N

Xp = (45900000.0 x 1000.00 + 317760.0 x 80.000 + 5382080.0 x 1823.610) / 51599840.0

= 1080.240 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1152.000 mm, ab = k1 x cb = 979.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 979200.000 = 22472.640 kN, ∑Csi = 5073.283 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 22472.640 + 5073.283 - 317.760 = 27228.163 kN

Mb = Cc x 430.160 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13755.981 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 505.211 mm, e = Mu/Pu = 386.483 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1427.087 mm, a = k1 x c = 1213.024 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1213024.292 = 27838.908 kN

∑Csi = 5073.283 kN, ∑Tsi = 164.630 kN

Pn = 27838.908 + 5073.283 - 164.630 = 32747.560 kN

Mn = Cc x 473.728 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12656.459 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=386.486) | = 0.0026 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 80.00 = 1920.000 mm

c = 1427.087 mm, a = k1 x c = 1213.024 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1920.00-1427.09) / 1427.09 = 0.00104

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

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 41018.249 kN ≥ Pn = 32747.560 kN

ΦPn = 0.78 x 32747.560 = 25652.256 kN ≥ Pu = 2372.987 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.386 = 9914.159 kN.m ≥ Mu = 917.119 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1920.00 = 1352.766 kN

≥ Vu (= 750.083 kN) , 전단보강 불필요.

■ TITLE : 좌측벽체 하부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2000.000	100.000	1823.610	2372.987	6580.958	2773.280

㉯ 철근비 검토

As = 13455.200 ㎟ (인장중심 = 176.39 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 100.0

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H29- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 794.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0071) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000.0 x 1000.0 = 45900000.0 N

Cs = As x fy = 5382080.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (45900000.0 x 1000.00 + 5382080.0 x 176.390 + 317760.0 x 1920.000) / 51599840.0

= 919.760 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1094.166 mm, ab = k1 x cb = 930.041 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 930041.203 = 21344.446 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 5382.080 kN

Pb = 21344.446 + 299.529 - 5382.080 = 16261.894 kN

Mb = Cc x 615.220 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 17432.003 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1071.954 mm, e = Mu/Pu = 2773.280 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 495.389 mm, a = k1 x c = 421.081 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 421080.707 = 9663.802 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 5382.080 kN

Pn = 9663.802 + 299.529 - 5382.080 = 4581.251 kN

Mn = Cc x 709.219 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12705.086 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2773.279) | = 0.0014 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 495.389 mm, a = k1 x c = 421.081 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-495.39) / 495.39 = 0.00851

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 41018.249 kN ≥ Pn = 4581.251 kN

ΦPn = 0.85 x 4581.251 = 3894.063 kN ≥ Pu = 2372.987 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.773 = 10799.328 kN.m ≥ Mu = 6580.958 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1823.61 = 1284.853 kN

≥ Vu (= 675.009 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2166.667	100.000	2019.454	2082.587	5770.849	2771.000

㉯ 철근비 검토

As = 9735.600 mm² (인장중심 = 147.21 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 200.00 m

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0049) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2166.7 x 1000.0 = 49725000.0 N

Cs = As x fy = 3894240.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (49725000.0 x 1083.33 + 3894240.0 x 147.212 + 317760.0 x 2086.667) / 53937000.0

= 1021.657 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1211.673 mm, ab = k1 x cb = 1029.922 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1029921.731 = 23636.704 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3894.240 kN

Pb = 23636.704 + 299.529 - 3894.240 = 20041.992 kN

Mb = Cc x 630.049 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 18616.584 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 928.879 mm, e = Mu/Pu = 2771.000 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 391.408 mm, a = k1 x c = 332.697 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 332697.003 = 7635.396 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3894.240 kN

Pn = 7635.396 + 299.529 - 3894.240 = 4040.685 kN

Mn = Cc x 855.308 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11196.766 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2771.007)| = 0.0069 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2166.67 - 100.00 = 2066.667 mm

c = 391.408 mm, a = k1 x c = 332.697 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2066.67-391.41) / 391.41 = 0.01284

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 42956.269 kN ≥ Pn = 4040.685 kN

ΦPn = 0.85 x 4040.685 = 3434.582 kN ≥ Pu = 2082.587 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.771 = 9517.227 kN.m ≥ Mu = 5770.849 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1852.79 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1852.79 = 1292.929 kN

≥ Vu (= 667.297 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 추가

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2000.000	100.000	1850.000	2372.987	5556.453	2341.544

㉯ 철근비 검토

As = 10278.400 mm² (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0055) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000.0 x 1000.0 = 45900000.0 N

Cs = As x fy = 4111360.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (45900000.0 x 1000.00 + 4111360.0 x 150.000 + 317760.0 x 1920.000) / 50329120.0

= 936.372 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1110.000 mm, ab = k1 x cb = 943.500 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 943500.000 = 21653.325 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pb = 21653.325 + 299.529 - 4111.360 = 17841.494 kN

Mb = Cc x 591.878 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 16343.801 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 916.056 mm, e = Mu/Pu = 2341.544 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 436.256 mm, a = k1 x c = 370.817 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 370817.289 = 8510.257 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pn = 8510.257 + 299.529 - 4111.360 = 4698.425 kN

Mn = Cc x 750.964 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11001.553 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2341.540)| = 0.0033 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 436.256 mm, a = k1 x c = 370.817 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-436.26) / 436.26 = 0.01007

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 40059.999 kN ≥ Pn = 4698.425 kN

ΦPn = 0.85 x 4698.425 = 3993.662 kN ≥ Pu = 2372.987 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.342 = 9351.333 kN.m ≥ Mu = 5556.453 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1850.00 = 1303.446 kN

≥ Vu (= 912.848 kN) . 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2000.000	80.000	1920.000	2372.987	917.119	386.483

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 13455.200 ㎟ (압축중심 = 176.39 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 100.C

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H29- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0071) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000.0 x 1000.0 = 45900000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 5382080.0 N

Xp = (45900000.0 x 1000.00 + 317760.0 x 80.000 + 5382080.0 x 1823.610) / 51599840.0

= 1080.240 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1152.000 mm, ab = k1 x cb = 979.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 979200.000 = 22472.640 kN, ∑Csi = 5073.283 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 22472.640 + 5073.283 - 317.760 = 27228.163 kN

Mb = Cc x 430.160 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13755.981 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 505.211 mm, e = Mu/Pu = 386.483 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1427.087 mm, a = k1 x c = 1213.024 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1213024.292 = 27838.908 kN

∑Csi = 5073.283 kN, ∑Tsi = 164.630 kN

Pn = 27838.908 + 5073.283 - 164.630 = 32747.560 kN

Mn = Cc x 473.728 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12656.459 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=386.486)| = 0.0026 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 80.00 = 1920.000 mm

c = 1427.087 mm, a = k1 x c = 1213.024 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1920.00-1427.09) / 1427.09 = 0.00104

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

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 41018.249 kN ≥ Pn = 32747.560 kN

ΦPn = 0.78 x 32747.560 = 25652.256 kN ≥ Pu = 2372.987 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.386 = 9914.159 kN.m ≥ Mu = 917.119 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1920.00 = 1352.766 kN

≥ Vu (= 613.989 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2000.000	100.000	1823.610	2372.987	6562.646	2765.563

㉯ 철근비 검토

As = 13455.200 ㎟ (인장중심 = 176.39 ㎜), 1단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 100.0

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 ㎜

3단 : H29- 4.0EA, d1 = 300.00 ㎜

Asf = 794.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0071) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000.0 x 1000.0 = 45900000.0 N

Cs = As x fy = 5382080.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (45900000.0 x 1000.00 + 5382080.0 x 176.390 + 317760.0 x 1920.000) / 51599840.0

= 919.760 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1094.166 ㎜, ab = k1 x cb = 930.041 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 930041.203 = 21344.446 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 5382.080 kN

Pb = 21344.446 + 299.529 - 5382.080 = 16261.894 kN

Mb = Cc x 615.220 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 17432.003 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1071.954 ㎜, e = Mu/Pu = 2765.563 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 496.250 ㎜, a = k1 x c = 421.812 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 421812.446 = 9680.596 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 5382.080 kN

Pn = 9680.596 + 299.529 - 5382.080 = 4598.044 kN

Mn = Cc x 708.853 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12716.149 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2765.556)| = 0.0072 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 ㎜

c = 496.250 ㎜, a = k1 x c = 421.812 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-496.25) / 496.25 = 0.00849

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 41018.249 kN ≥ Pn = 4598.044 kN

ΦPn = 0.85 x 4598.044 = 3908.338 kN ≥ Pu = 2372.987 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.766 = 10808.755 kN.m ≥ Mu = 6562.646 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1823.61 = 1284.853 kN

≥ Vu (= 675.009 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 중앙부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3972.0 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 중앙부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3972.0 ㎟ ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1436 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 20EA = 5730.000 ㎟ ≥ 1800.00 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 × 1436 × 1000 = 2154.00 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.00 ㎟ ≤ 5730.000 ㎟ ∴ O.K

8) 좌측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

9) 좌측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

10) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

11) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

12) 우측벽체 : 상부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

13) 우측벽체 : 추가

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

14) 우측벽체 : 중앙부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

15) 우측벽체 : 하부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

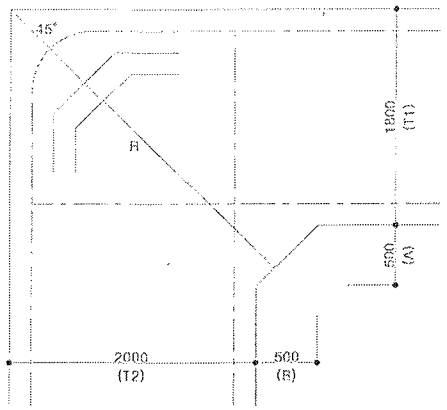
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 4045.735 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 4045.735 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 3040.559 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 4596.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4045.74 \times 10^6}{3040.559^2 \times 1000} = 2.188 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 4045.74 \times 10^6}{3040.559 \times 180} = 14784.324 \text{ mm}^2$$

Asb = 4596.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 14784.324 mm² - 4596.400 mm²

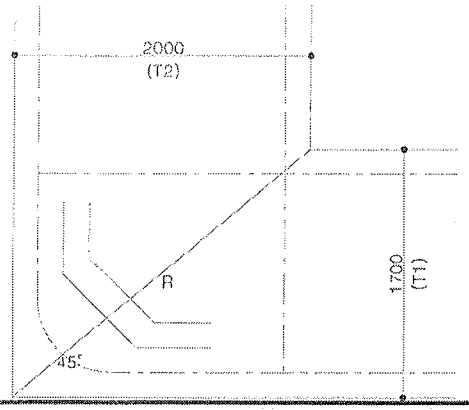
= 10187.924 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 8EA

∴ Total As = 10278.400 mm² > Req'd As (= 10187.924 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 4772.736 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 4772.736 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2624.881$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5746.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4772.74 \times 10^6}{2624.881^2 \times 1000} = 3.464 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 4772.74 \times 10^6}{2624.881 \times 180} = 20202.973 \text{ mm}^2$$

Asb = 5746.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 20202.973 mm² - 5746.400 mm²

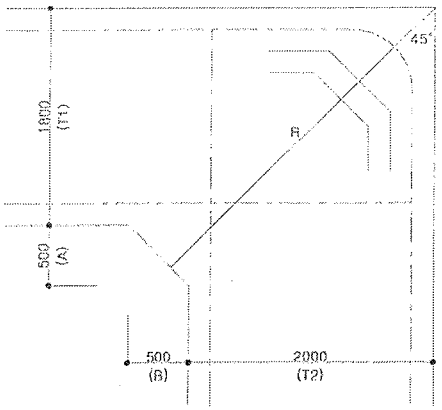
= 14456.573 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8E , H19 - 8EA

∴ Total As = 14999.200 mm² > Req'd As (= 14456.573 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 4027.049 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 4027.049 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 3040.559 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 4596.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4027.05 \times 10^6}{3040.559^2 \times 1000} = 2.178 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 4027.05 \times 10^6}{3040.559 \times 180} = 14716.040 \text{ mm}^2$$

Asb = 4596.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 14716.040 mm² - 4596.400 mm²

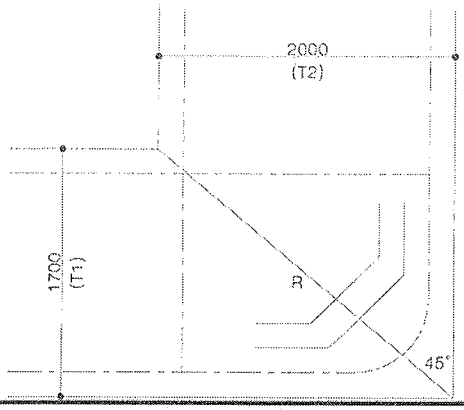
= 10119.640 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 8EA

∴ Total As = 10278.400 mm² > Req'd As (= 10119.640 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 4761.291 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 4761.291 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2624.881$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5746.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4761.29 \times 10^6}{2624.881^2 \times 1000} = 3.455 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 4761.29 \times 10^6}{2624.881 \times 180} = 20154.527 \text{ mm}^2$$

Asb = 5746.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 20154.527 mm² - 5746.400 mm²

= 14408.127 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8E. , H19 - 8EA

∴ Total As = 14999.200 mm² > Req'd As (= 14408.127 mm²) ----------> O.K !!!

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	1823	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	160.652	O.K	1.29
		중앙부	2	1687	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	192.526	O.K	1.54
		우측	3	1823	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	163.184	O.K	1.31
하부슬래브	1경간	좌측	4	1527	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	156.845	O.K	1.26
		중앙부	5	1582	H29 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	208.881	O.K	1.67
		우측	6	1527	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	157.987	O.K	1.26
		우측(배수 구단면)	6	1436	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	501.100	O.K	4.01
좌측벽체	1층	상부	7	2019	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	139.829	O.K	1.12
		추가	8	1850	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	133.230	O.K	1.07
		중앙부	9	1920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	10	1824	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	157.900	O.K	1.26
우측벽체	1층	상부	11	2019	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	141.469	O.K	1.13
		추가	12	1850	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	133.225	O.K	1.07
		중앙부	13	1920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	14	1824	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	158.785	O.K	1.27

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3250.648 x 1000000 / [9192.800 x (1822.571 - 424.224/3)]
= 210.335 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9192.800/1000.0 + 7x9192.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1822.6/(7x9192.800)]
= 424.224 mm

사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 144.1 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 210.34) - 2.5 x 85.50 = 160.65 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 210.34) = 299.52 mm
Sa는 작은 값인 160.65 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 160.65 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3298.250 x 1000000 / [9530.400 x (1686.667 - 412.344/3)]
= 223.388 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1686.7/(7x9530.400)]
= 412.344 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 223.39) - 2.5 x 64.00 = 192.53 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 223.39) = 282.02 mm
Sa는 작은 값인 192.53 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 192.53 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3228.812 x 1000000 / [9192.800 x (1822.571 - 424.224/3)]
= 208.922 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9192.800/1000.0 + 7x9192.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1822.6/(7x9192.800)]
= 424.224 mm

사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 144.1 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 208.92) - 2.5 x 85.50 = 163.18 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 208.92) = 301.55 mm
Sa는 작은 값인 163.18 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 163.18 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4147.879 x 1000000 / [14062.400 x (1526.909 - 458.607/3)]
= 214.668 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x14062.400/1000.0 + 7x14062.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1526.9/(7x14062.400)]
= 458.607 mm

사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 173.1 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 214.67) - 2.5 x 84.00 = 156.85 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 214.67) = 293.48 mm
Sa는 작은 값인 156.85 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 156.85 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2560.352 x 1000000 / [8316.000 x (1581.799 - 374.856/3)]
= 211.335 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8316.000/1000.0 + 7x8316.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1581.8/(7x8316.000)]
= 374.856 mm

사용철근량 = 8316.0 mm² (철근도심 : 118.2 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 211.33) - 2.5 x 65.50 = 208.88 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 211.33) = 298.11 mm
Sa는 작은 값인 208.88 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 208.88 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4135.009 x 1000000 / [14062.400 x (1526.909 - 458.607/3)]
= 214.002 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x14062.400/1000.0 + 7x14062.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1526.9/(7x14062.400)]
= 458.607 mm

사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 173.1 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 214.00) - 2.5 x 84.00 = 157.99 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 214.00) = 294.39 mm
Sa는 작은 값인 157.99 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 157.99 mm) ∴ O.K

7) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1860.679 x 1000000 / [14062.400 x (1336.000 - 423.782/3)]
= 110.749 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x14062.400/1000.0 + 7x14062.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1336.0/(7x14062.400)]
= 423.782 mm

사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 110.75) - 2.5 x 84.00 = 501.07 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 110.75) = 568.86 mm
Sa는 작은 값인 501.07 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 501.07 mm) ∴ O.K

8) 좌측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4045.735 x 1000000 / [9735.600 x (2019.454 - 460.900/3)]
= 222.723 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9735.600/1000.0 + 7x9735.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2019.5/(7x9735.600)]
= 460.900 mm

사용철근량 = 9735.6 mm² (철근도심 : 147.2 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 222.72) - 2.5 x 85.50 = 139.83 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 222.72) = 282.86 mm
Sa는 작은 값인 139.83 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 139.83 mm) ∴ O.K

9) 좌측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3966.484 x 1000000 / [10278.400 x (1850.000 - 449.000/3)]
= 226.958 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1850.0/(7x10278.400)]
= 449.000 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 226.96) - 2.5 x 85.50 = 133.23 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 226.96) = 277.58 mm
Sa는 작은 값인 133.23 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 133.23 mm) ∴ O.K

10) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4772.736 x 1000000 / [13455.200 x (1823.610 - 499.438/3)]
= 214.053 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x13455.200/1000.0 + 7x13455.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1823.6/(7x13455.200)]
= 499.438 mm

사용철근량 = 13455.2 mm² (철근도심 : 176.4 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 214.05) - 2.5 x 84.00 = 157.90 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 214.05) = 294.32 mm
Sa는 작은 값인 157.90 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 157.90 mm) ∴ O.K

11) 우측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4027.049 x 1000000 / [9735.600 x (2019.454 - 460.900/3)]
= 221.694 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9735.600/1000.0 + 7x9735.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2019.5/(7x9735.600)]
= 460.900 mm

사용철근량 = 9735.6 mm² (철근도심 : 147.2 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA. H29 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 221.69) - 2.5 x 85.50 = 141.47 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 221.69) = 284.18 mm
Sa는 작은 값인 141.47 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 141.47 mm) ∴ O.K

12) 우측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3966.536 x 1000000 / [10278.400 x (1850.000 - 449.000/3)]
= 226.961 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1850.0/(7x10278.400)]
= 449.000 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 226.96) - 2.5 x 85.50 = 133.23 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 226.96) = 277.58 mm
Sa는 작은 값인 133.23 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 133.23 mm) ∴ O.K

13) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4761.291 x 1000000 / [13455.200 x (1823.610 - 499.438/3)]
= 213.539 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x13455.200/1000.0 + 7x13455.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1823.6/(7x13455.200)]
= 499.438 mm

사용철근량 = 13455.2 mm² (철근도심 : 176.4 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA. H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 213.54) - 2.5 x 84.00 = 158.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 213.54) = 295.03 mm
Sa는 작은 값인 158.78 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 158.78 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 18.814 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.80 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28
T = 18.814 / 28
T = 0.672 m < 1.800 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

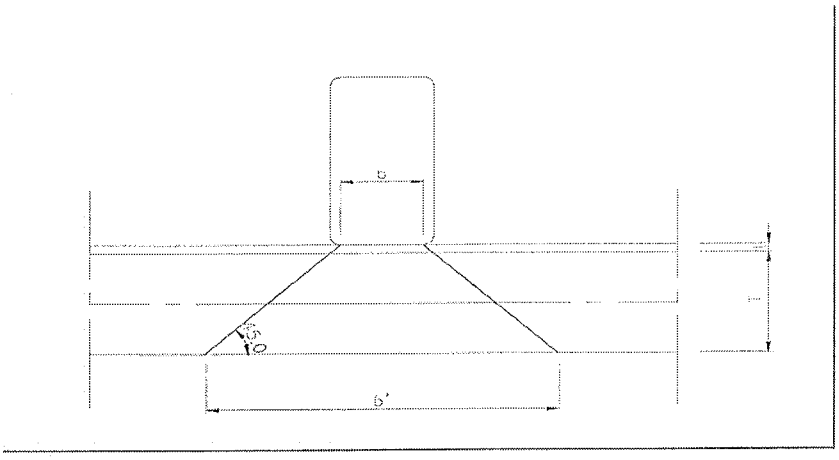
1) 고정하중

- 구체자중 = 2211.475 / 20.814 = 106.25 kN/m²
- 상부연직하중 = 88.472 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

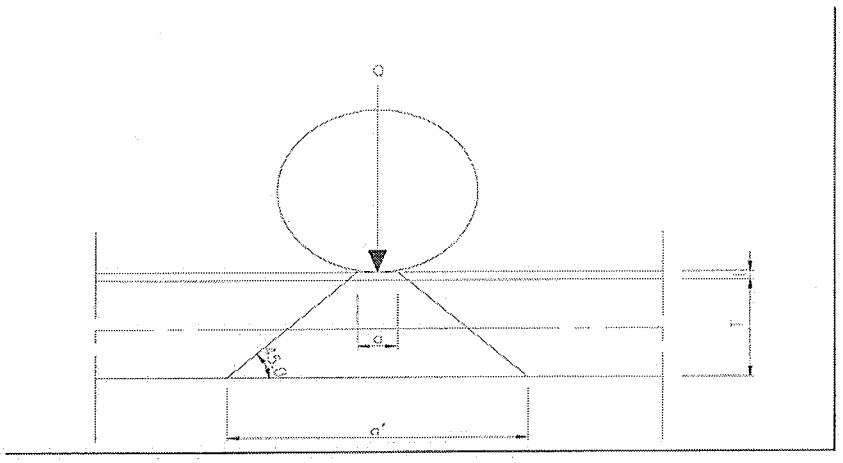


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 1700 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.700 + 0.040) × cot 45°

= 3.980 m



a' = 0.200 + 2 × (1.700 + 0.040) × cot 45°

= 3.680 m

Qz = 96.0 / (3.980 × 3.680 6.555 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 106.25 + 88.47 + 15.00 + 0.92 + 6.55

= 217.196 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 655.30 kN/m² ≥ Qmax = 217.20 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	20.814	×	1.800	×	25.000	=	936.630	kN/m
- 하부슬래브	:	20.814	×	1.700	×	25.000	=	884.595	kN/m
- 벽체	:	2.000	×	3.840	×	25.000	=	192.000	kN/m
	:	2.000	×	3.840	×	25.000	=	192.000	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000	=	6.250	kN/m
- 포장	:	12.040	×	0.040	×	23.000	=	11.077	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	20.814	×	1.000	×	19.000	=	395.466	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	20.814	×	4.186	×	10.000	=	871.274	kN/m
- 수직수압	:	20.814	×	4.186	×	10.000	=	871.274	kN/m
						∴ Σ	=	4360.566	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 4.186 \times 19.000 + 4.186^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 60.837$ kN/m

∴ $\Sigma = 3.458 + 60.837 = 64.294$ kN/m

(3) 저항력

$R = 4360.566 + 64.294 = 4424.860$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 20.814 \times 11.526 \times 10.000$

$= 2399.022$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 4424.860 / 2399.022$

$= 1.844 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.4 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	20.814	×	1.800	×	25.000			=	936.630	kN/m
- 하부슬래브	:	20.814	×	1.700	×	25.000			=	884.595	kN/m
- 벽체	:	2.000	×	3.840	×	25.000	×	2	=	384.000	kN/m
	:	2.000	×	3.840	×	25.000	×	2	=	384.000	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250	kN/m
- 포장	:	12.040	×	0.040	×	23.000			=	11.077	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	20.814	×	6.400	×	19.000			=	2530.982	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	20.814	×	-1.214	×	10.000			=	-252.682	kN/m
- 수직수압	:	20.814	×	-1.214	×	10.000			=	-252.682	kN/m
							∴	Σ	=	4632.170	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 6.400^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 141.628$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 6.400 \times -1.214 \times 19.000 + -1.214^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -51.048$ kN/m

∴ $\Sigma = 141.628 + -51.048 = 90.580$ kN/m

(3) 저항력

$R = 4632.170 + 90.580 = 4722.750$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 20.814 \times 6.126 \times 10.000$

$= 1275.066$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 4722.750 / 1275.066$

$= 3.704 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비

대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{884.595}{20.814 \times 10.000 \times 1.100} = 3.864 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.864 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{1076.595}{20.814 \times 10.000 \times 1.100} = 4.702 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.702 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{1082.845}{20.814 \times 10.000 \times 1.100} = 4.730 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.730 m 이하유지

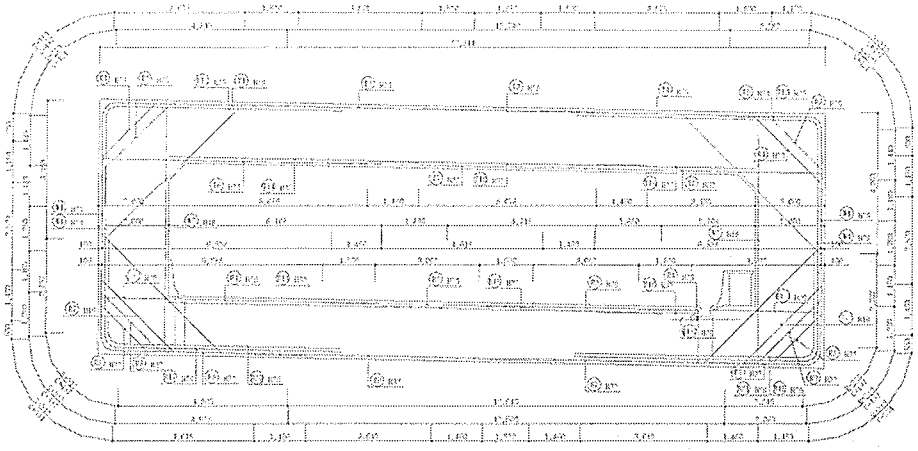
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{2211.475}{20.814 \times 10.000 \times 1.100} = 9.659 \text{ m}$$

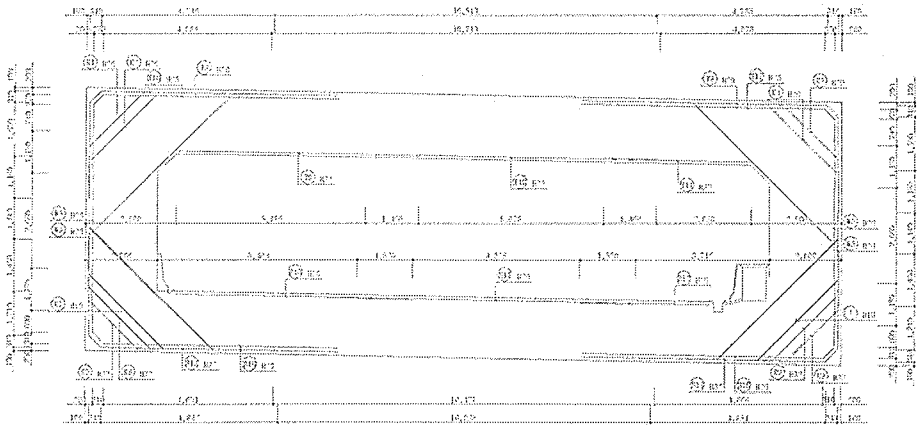
∴ 구조물 저면으로 부터 9.659 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)

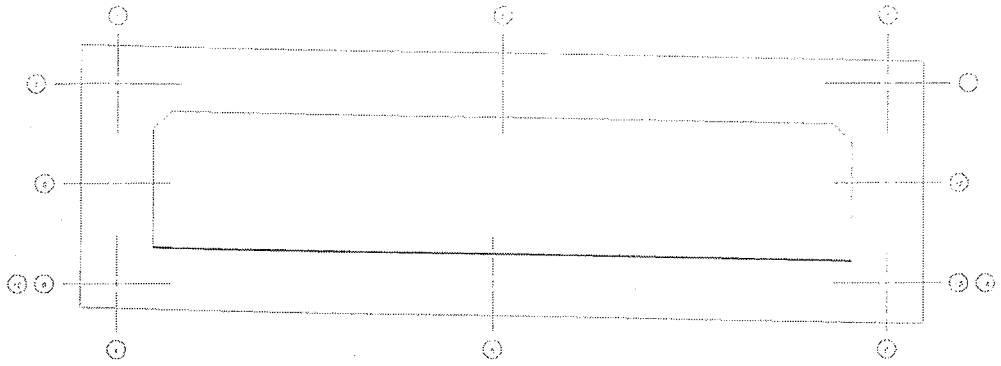


B3(뒤)

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1787	6602.25	7315.63	11515.27	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	12848.00	1.11
		중앙부	2	1000	1670	5847.81	6736.71	10921.51	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.15
		우측	3	1000	1787	6580.59	7315.63	11475.11	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	12848.00	1.11
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	1500	7384.83	8644.52	15959.90	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	19060.80	1.17
		중앙부	5	1000	1570	4491.70	5173.59	8849.25	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.15
		우측	6	1000	1500	7361.64	8644.52	15904.11	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	19060.80	1.17
		우측(배수구단면)	6	1000	1436	3737.46	7581.69	8724.40	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	19060.80	2.03
좌측벽체	1층	상부	7	1000	1986	7905.39	11713.59	-	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	14249.60	1.48
		추가1	8	1000	1822	7558.42	11467.58	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	15464.00	1.52
		중앙부	9	1000	1920	982.15	9857.35	-	H16 - 4.0EA	18640.80	10.04
		하부	10	1000	1800	8463.62	12994.49	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	18640.80	1.53

우측벽체	1층	상부	11	1000	1986	7873.93	11728.16	-	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	14249.60	1.49
		추가1	12	1000	1822	7558.90	11629.55	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	15464.00	1.54
		중앙부	13	1000	1920	982.15	9857.35	-	H16 - 4.0EA	18640.80	10.04
		하부	14	1000	1800	8442.87	13002.13	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	18640.80	1.54

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부슬래브	1경간	좌측	1	1800.0	3972.0	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		우측	3	1800.0	3972.0	O.K	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측	4	1800.0	3972.0	O.K	1800.0	3972.0	O.K
		중앙부	5	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		우측	6	1800.0	3972.0	O.K	1800.0	3972.0	O.K
		우측 (배수구단면)	6	1800.0	3972.0	O.K	1800.0	3972.0	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		추가	8	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		중앙부	9	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		하부	10	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
우측벽체	1층	상부	11	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		추가	12	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		중앙부	13	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		하부	14	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1052.2	1846.2	1873.24	2.00	245.05	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	1084.7	123.6	1507.87	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	1052.2	1846.1	1873.24	2.00	245.02	H13	150	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	974.3	1852.5	2165.88	2.00	292.74	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	1019.7	100.3	1643.35	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	974.3	1851.4	2165.88	2.00	292.36	H16	150	397.20	O.K
		우측(배수구단면)	6	867.8	1892.8	1929.08	2.00	383.60	H16	150	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	1286.4	858.7	1286.42	-	-	-	-	-	O.K
		추가1	8	1295.0	585.6	1295.01	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	9	1370.7	797.7	1370.71	-	-	-	-	-	O.K
		하부	10	1285.0	924.8	1285.04	-	-	-	-	-	O.K
우측벽체	1층	상부	11	1286.4	688.5	1286.42	-	-	-	-	-	O.K
		추가1	12	1300.5	908.8	1300.50	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	13	1370.7	822.7	1370.71	-	-	-	-	-	O.K
		하부	14	1285.0	774.6	1285.04	-	-	-	-	-	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	1787	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	141.804	O.K	1.13
		중앙부	2	1670	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	198.539	O.K	1.59
		우측	3	1787	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	142.848	O.K	1.14
하부슬래브	1경간	좌측	4	1500	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	162.297	O.K	1.30
		중앙부	5	1570	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	197.041	O.K	1.58
		우측	6	1500	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	163.306	O.K	1.31
		우측(배수구단면)	6	1436	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	437.300	O.K	3.50

좌측벽체	1층	상부	7	1986	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	131.622	O.K	1.05
		추가	8	1822	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	141.921	O.K	1.14
		중앙부	9	1920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	10	1800	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	159.425	O.K	1.28
우측벽체	1층	상부	11	1986	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	132.516	O.K	1.06
		추가	12	1822	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	141.901	O.K	1.14
		중앙부	13	1920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	14	1800	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	160.207	O.K	1.28

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 B3 (내공 : 19.37M × 3.84M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트(ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 5.017 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ= 0.500

9) 설계방법

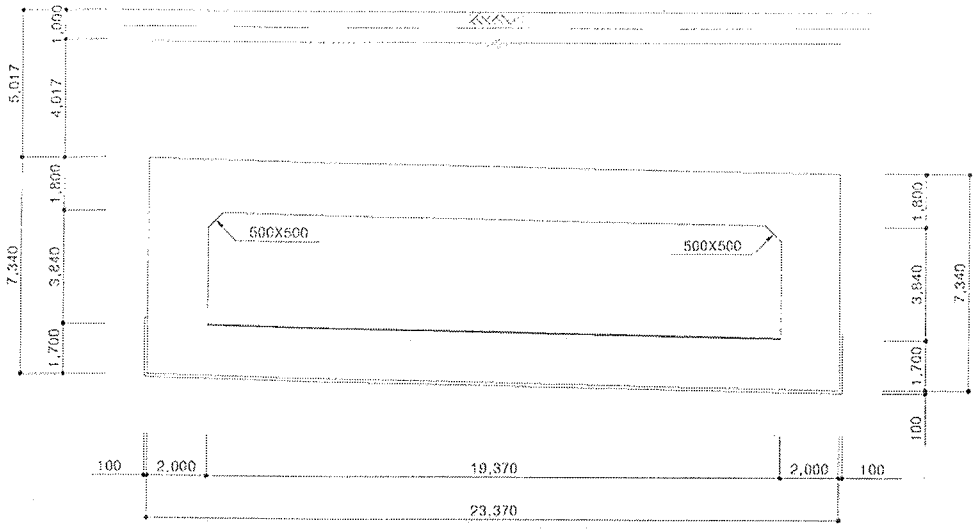
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


1,000
4,017
5,017
1,800
3,840
1,700
7,340
500X500
500X500
1,800
3,840
1,700
7,340
100
100
2,000
19,370
2,000
100
23,370

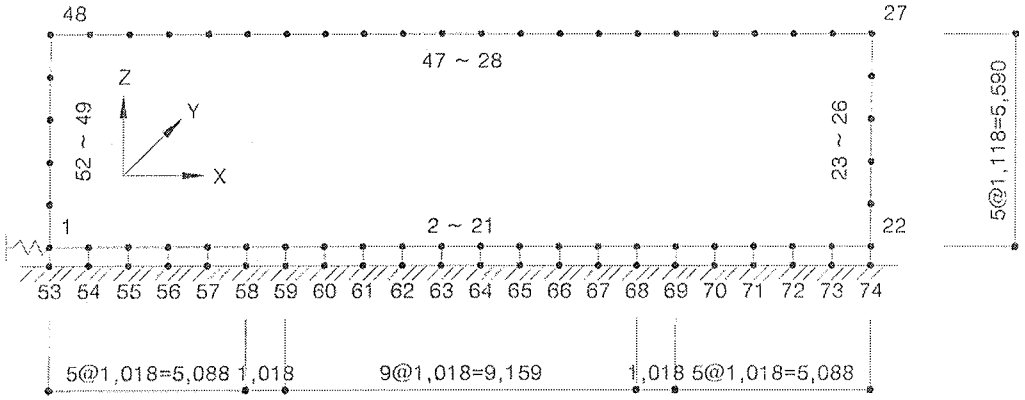
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

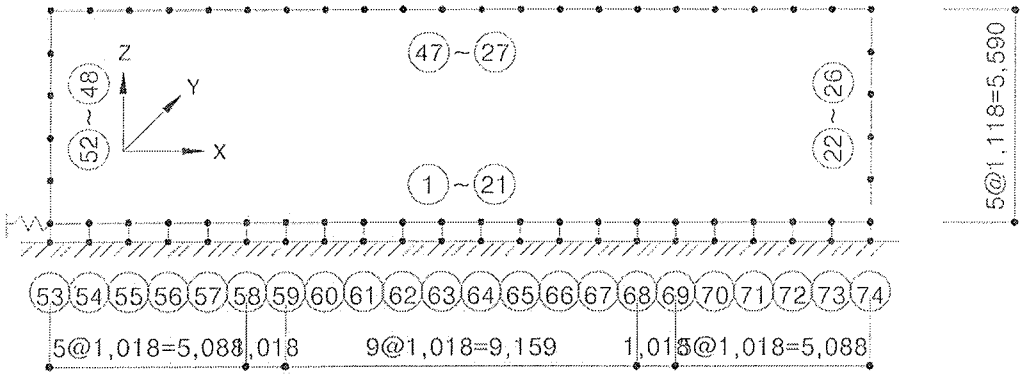
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

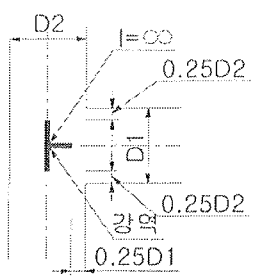
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.700 × 1.000	= 1.700	0.40942	1~21
2	2.000 × 1.000	= 2.000	0.66667	22~26,48~52
3	1.800 × 1.000	= 1.800	0.48600	27~47

3) 단면좌표

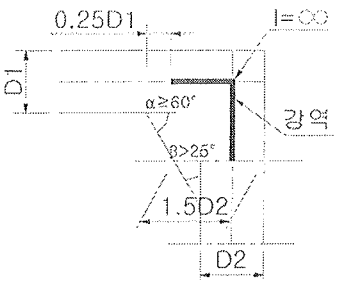
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	38	10.176	6.090
2	1.018	0.500	39	9.159	6.090
3	2.035	0.500	40	8.141	6.090
4	3.053	0.500	41	7.123	6.090
5	4.070	0.500	42	6.106	6.090
6	5.088	0.500	43	5.088	6.090
7	6.106	0.500	44	4.070	6.090
8	7.123	0.500	45	3.053	6.090
9	8.141	0.500	46	2.035	6.090
10	9.159	0.500	47	1.018	6.090
11	10.176	0.500	48	0.000	6.090
12	11.194	0.500	49	0.000	4.972
13	12.211	0.500	50	0.000	3.854
14	13.229	0.500	51	0.000	2.736
15	14.247	0.500	52	0.000	1.618
16	15.264	0.500	53	0.000	0.000
17	16.282	0.500	54	1.018	0.000
18	17.300	0.500	55	2.035	0.000
19	18.317	0.500	56	3.053	0.000
20	19.335	0.500	57	4.070	0.000
21	20.352	0.500	58	5.088	0.000
22	21.370	0.500	59	6.106	0.000
23	21.370	1.618	60	7.123	0.000
24	21.370	2.736	61	8.141	0.000
25	21.370	3.854	62	9.159	0.000
26	21.370	4.972	63	10.176	0.000
27	21.370	6.090	64	11.194	0.000
28	20.352	6.090	65	12.211	0.000
29	19.335	6.090	66	13.229	0.000
30	18.317	6.090	67	14.247	0.000
31	17.300	6.090	68	15.264	0.000
32	16.282	6.090	69	16.282	0.000
33	15.264	6.090	70	17.300	0.000
34	14.247	6.090	71	18.317	0.000
35	13.229	6.090	72	19.335	0.000
36	12.211	6.090	73	20.352	0.000
37	11.194	6.090	74	21.370	0.000

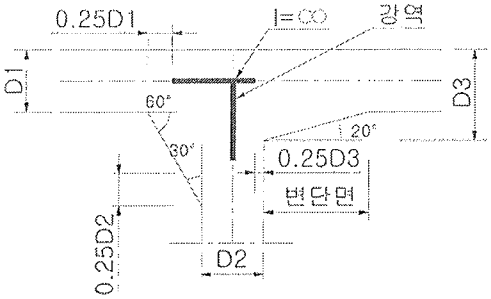
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 48 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 2000 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(2) 48 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (2000 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(3) 27 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 2000 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(4) 27 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (2000 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2000 / 2 - 0.25 × 1700 = 575 ㎜

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 2000 = 350 ㎜

(7) 22 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2000 / 2 - 0.25 × 1700 = 575 ㎜

(8) 22 지점 - 슬래브 벽체 연결부

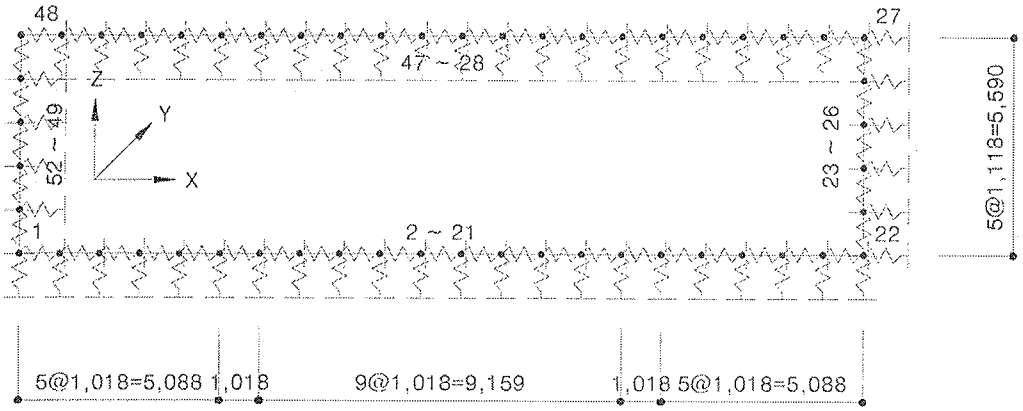
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 2000 = 350 ㎜

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

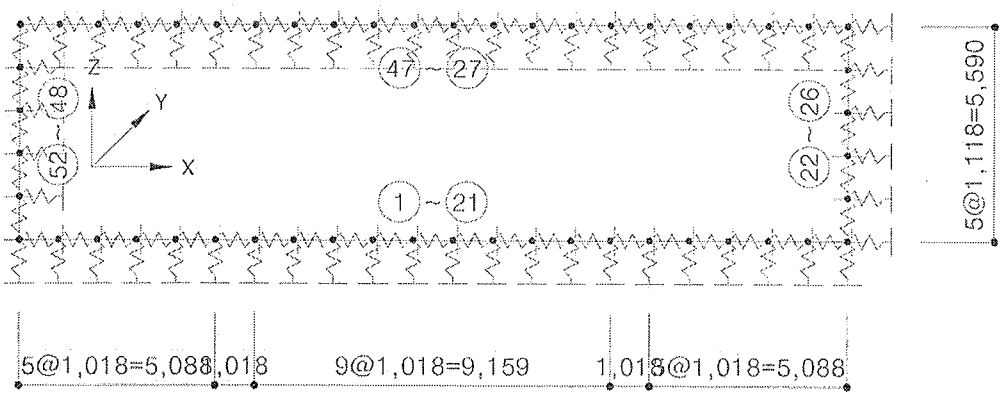
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

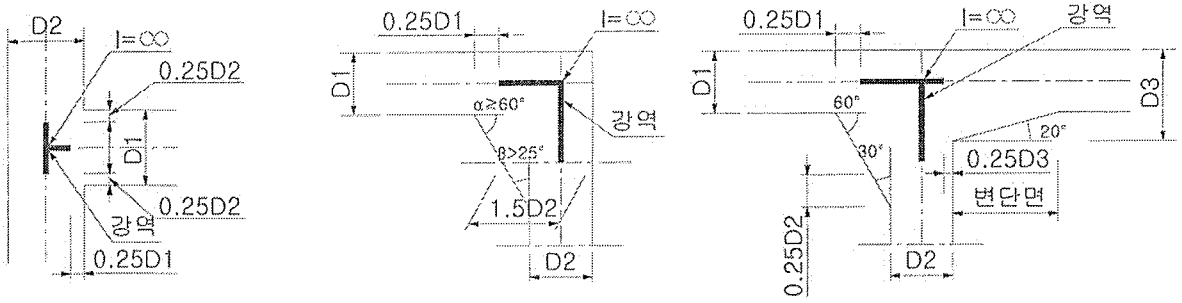
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.700 × 1.000	= 1.700	0.40942	1~21
2	2.000 × 1.000	= 2.000	0.66667	22~26.48~52
3	1.800 × 1.000	= 1.800	0.48600	27~47

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	27	21.370	5.590
2	1.018	0.000	28	20.352	5.590
3	2.035	0.000	29	19.335	5.590
4	3.053	0.000	30	18.317	5.590
5	4.070	0.000	31	17.300	5.590
6	5.088	0.000	32	16.282	5.590
7	6.106	0.000	33	15.264	5.590
8	7.123	0.000	34	14.247	5.590
9	8.141	0.000	35	13.229	5.590
10	9.159	0.000	36	12.211	5.590
11	10.176	0.000	37	11.194	5.590
12	11.194	0.000	38	10.176	5.590
13	12.211	0.000	39	9.159	5.590
14	13.229	0.000	40	8.141	5.590
15	14.247	0.000	41	7.123	5.590
16	15.264	0.000	42	6.106	5.590
17	16.282	0.000	43	5.088	5.590
18	17.300	0.000	44	4.070	5.590
19	18.317	0.000	45	3.053	5.590
20	19.335	0.000	46	2.035	5.590
21	20.352	0.000	47	1.018	5.590
22	21.370	0.000	48	0.000	5.590
23	21.370	1.118	49	0.000	4.472
24	21.370	2.236	50	0.000	3.354
25	21.370	3.354	51	0.000	2.236
26	21.370	4.472	52	0.000	1.118

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 48 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 2000 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(2) 48 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (2000 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(3) 27 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 2000 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(4) 27 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (2000 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2000 / 2 - 0.25 × 1700 = 575 ㎜

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 2000 = 350 ㎜

(7) 22 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2000 / 2 - 0.25 × 1700 = 575 ㎜

(8) 22 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 2000 = 350 ㎜

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 50000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × L = √(23.370 × 9.990) = 15.28 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 50000 = 166670.00 kN/m³

Kv = 166670.000 × (15.280 / 0.3) $^{-3/4}$ = 8742.07 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (2.000/2 + 1.018/2) = 13190 kN/m	1,22
Kv2	Kv x (1.018/2 + 1.018/2) = 8896 kN/m	2~21
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	12

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 실트 섞인 점토(CL) (EL. : 9.486 ~ 0.086, N=9)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $9^{1/3}$ = 166.4 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 166.4 = 166.4 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 166.4^2 = 56450.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 56450.0 = 149028.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $9^{1/3}$ = 166.4 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 166.4 = 133.1 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 133.1^2 = 36117.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 36117.0 = 95348.9 kN/m²

(2) 실트 섞인 모래(SM) (EL. : 0.086 ~ -1.214, N=12)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $12^{1/3}$ = 183.2 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 183.2 = 183.2 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 183.2^2 = 68425.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 68425.0 = 180642.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $12^{1/3}$ = 183.2 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 183.2 = 146.6 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 146.6^2 = 43816.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 43816.0 = 115674.2 kN/m²

(3) 모래와 자갈 섞인 호박돌 (EL. : -1.214 ~ -2.114, N=12)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $12^{1/3}$ = 183.2 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 183.2 = 183.2 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 183.2^2 = 68425.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 68425.0 = 180642.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $12^{1/3}$ = 183.2 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 183.2 = 146.6 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 146.6^2 = 43816.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 43816.0 = 115674.2 kN/m²

(4) 풍화토 (EL. : -2.114 ~ -6.214, N=20)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $20^{1/3}$ = 217.2 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 217.2 = 217.2 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 217.2^2 = 96179.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 96179.0 = 253912.6 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $20^{1/3}$ = 217.2 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 217.2 = 173.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 173.8^2 = 61583.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 61583.0 = 162579.1 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,실트 섞인 점토(CL)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(23.370 × 9.990) = 15.280 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 149028.0 = 993520.00 kN/m³

Kv = 993520.000 × (15.280 / 0.3)$^{-3/4}$ = 52111.49 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 52111.490 = 17370.50 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제5토층 , 풍화토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(23.370 × 9.990) = 15.280 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 253912.6 = 1692750.7 kN/m³

Kv = 1692750.670 × (15.280 / 0.3)$^{-3/4}$ = 88787.10 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 88787.100 = 29595.70 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 실트 섞인 점토(CL)

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(7.340 × 7.340) = 7.340 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 149028.0 = 993520.00 kN/m³

Kh = 993520.000 × (7.340 / 0.3)$^{-3/4}$ = 90312.01 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 90312.010 = 30104.00 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 실트 섞인 모래(SM)

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(7.340 × 7.340) = 7.340 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 180642.0 = 1204280.0 kN/m³

Kh = 1204280.000 × (7.340 / 0.3)$^{-3/4}$ = 109470.32 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 109470.320 = 36490.11 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.018/2 + 1.018/2) = 53030 kN/m	28~47
Ksb1	Ksb x (1.018/2 + 1.018/2) = 17677 kN/m	

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.118/2 + 1.118/2) = 122388 kN/m	23~24,51,52
Kss1	Kss x (1.118/2 + 1.118/2) = 40796 kN/m	
Kh2	Kh x (1.118/2 + 1.118/2) = 100969 kN/m	25~26,49,50
Kss2	Kss x (1.118/2 + 1.118/2) = 33656 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.018/2 + 1.018/2) = 90352 kN/m	2~21
Ksb1	Ksb x (1.018/2 + 1.018/2) = 30117 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (2.000/2 + 1.018/2) = 133963 kN/m	1,22
Ksb1	Kh x (1.118/2 + 1.700/2) = 216807 kN/m	
Kv2	Kv x (1.018/2 + 2.000/2) = 78626 kN/m	27,48
Ksb2	Kh x (1.118/2 + 1.800/2) = 131765 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,실트 섞인 점토(CL)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(23.370 × 9.990) = 15.280 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 95348.9 = 635659.33 kN/m³

Kv = 635659.330 × (15.280 / 0.3)$^{-3/4}$ = 33341.20 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 33341.200 = 11113.73 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제5토층 , 풍화토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(23.370 × 9.990) = 15.280 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 162579.1 = 1083860.7 kN/m³

Kv = 1083860.670 × (15.280 / 0.3)$^{-3/4}$ = 56849.98 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 56849.980 = 18949.99 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 실트 섞인 점토(CL)

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(7.340 × 7.340) = 7.340 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 95348.9 = 635659.33 kN/m³

Kh = 635659.330 × (7.340 / 0.3)$^{-3/4}$ = 57782.10 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 57782.100 = 19260.70 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 실트 섞인 모래(SM)

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(7.340 × 7.340) = 7.340 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 115674.2 = 771161.33 kN/m³

Kh = 771161.330 × (7.340 / 0.3)$^{-3/4}$ = 70099.37 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 70099.370 = 23366.46 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.018/2 + 1.018/2) = 33929 kN/m	28~47
Ksb1	Ksb x (1.018/2 + 1.018/2) = 11310 kN/m	

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.118/2 + 1.118/2) = 78371 kN/m	23~24,51,52
Kss1	Kss x (1.118/2 + 1.118/2) = 26124 kN/m	
Kh2	Kh x (1.118/2 + 1.118/2) = 64600 kN/m	25~26,49,50
Kss2	Kss x (1.118/2 + 1.118/2) = 21533 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.018/2 + 1.018/2) = 57852 kN/m	2~21
Ksb1	Ksb x (1.018/2 + 1.018/2) = 19284 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (2.000/2 + 1.018/2) = 85776 kN/m	1,22
Ksb1	Kh x (1.118/2 + 1.700/2) = 138820 kN/m	
Kv2	Kv x (1.018/2 + 2.000/2) = 50306 kN/m	27,48
Ksb2	Kh x (1.118/2 + 1.800/2) = 84304 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

	성능 / 기준 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
설계지진	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수,I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반 분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	= 11.500	kN/m²
- 토 사	: 4.517 × 19.00	= 85.815	kN/m²
	∴ Total Wd1	= 97.315	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	= 11.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00	= 9.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 4.017 × 10.00	= 40.166	kN/m²
	∴ Total Wd2	= 61.166	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D.m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D.m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 5.017m

- Wl1 = 15.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 15.000 × 0.5C = 7.500 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 5.417 × 19.000) × 0.500 = 57.208 kN/m²
Wh2 = 57.208 + 1.118 × 19.000 × 0.500 = 67.829 kN/m²
Wh3 = 67.829 + 1.118 × 19.000 × 0.500 = 78.450 kN/m²
Wh4 = 78.450 + 1.118 × 19.000 × 0.500 = 89.071 kN/m²
Wh5 = 89.071 + 1.118 × 19.000 × 0.500 = 99.692 kN/m²
Wh6 = 99.692 + 1.118 × 19.000 × 0.500 = 110.313 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 4.917 × = 35.083 kN/m²
Wh2 = 35.083 + 1.118 × 10.000 × 0.500 = 40.673 kN/m²
Wh3 = 40.673 + 1.118 × 10.000 × 0.500 = 46.263 kN/m²
Wh4 = 46.263 + 1.118 × 10.000 × 0.500 = 51.853 kN/m²
Wh5 = 51.853 + 1.118 × 10.000 × 0.500 = 57.443 kN/m²
Wh6 = 57.443 + 1.118 × 10.000 × 0.500 = 63.033 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 4.017 × 10.000 = 40.166 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 4.917 × 10.000 = 49.166 kN/m²
Ww3 = 49.166 + 1.118 × 10.000 = 60.346 kN/m²
Ww4 = 60.346 + 1.118 × 10.000 = 71.526 kN/m²
Ww5 = 71.526 + 1.118 × 10.000 = 82.706 kN/m²
Ww6 = 82.706 + 1.118 × 10.000 = 93.886 kN/m²
Ww7 = 93.886 + 1.118 × 10.000 = 105.066 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww8 = (5.017 + 7.340 - 1.000) × 10.000 = 113.566 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15^{\circ}\,C$

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
실트섞인모래(SM)	2.053	153.000	122.400	20.000	0.054	0.067
실트섞인점토(CL)	7.200	166.400	133.100	20.000	0.173	0.216
실트섞인모래(SM)	1.300	183.200	146.600	20.000	0.028	0.035
모래와자갈섞인호박돌	0.900	183.200	146.600	20.000	0.020	0.025
풍화토	4.100	217.200	173.800	20.000	0.076	0.094
연암(SR)	14.447	294.700	235.800	20.000	0.196	0.245
계					0.547	0.682

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.547 = 0.684	1.25 Tg' = 1.25 × 0.682 = 0.853

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

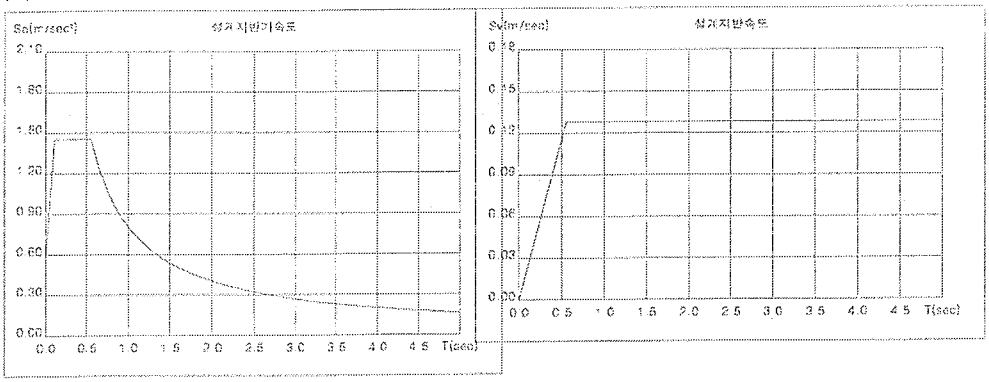
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.177 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.933 m/s²

5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

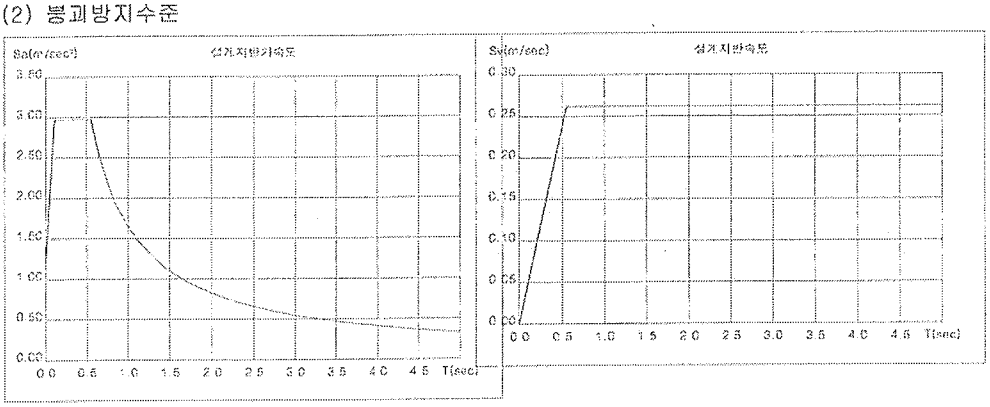
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.684 / 2π × 1.177 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.853 / 2π × 1.933 = 0.262 m/s

6) 설계응답 응답스펙트럼

(1) 기능수행수준



(2) 붕괴방지수준



7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 5.917 m
- 하부슬래브 EL. = 11.507 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.684 \times \cos(\pi \times 5.917 / (2 \times 30.000)) = 0.016897$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.684 \times \cos(\pi \times 11.507 / (2 \times 30.000)) = 0.014618$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.853 \times \cos(\pi \times 5.917 / (2 \times 30.000)) = 0.043132$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.853 \times \cos(\pi \times 11.507 / (2 \times 30.000)) = 0.037313$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
Po = 17370.500 × (0.016897 - 0.014618) = 39.587 kN/m²	Po = 11113.730 × (0.043132 - 0.037313) = 64.671 kN/m²

8) 측벽 지반변위 하중

P(z) = Kh × (Uh(z) - Uh(b))

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
5.917	90312.010	0.016897	0.002279	205.821
7.035	90312.010	0.016552	0.001934	174.663
8.153	90312.010	0.016150	0.001532	138.358
9.271	109470.320	0.015692	0.001074	117.571
10.389	109470.320	0.015181	0.000563	61.632
11.507	153872.810	0.014618	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
5.917	57782.100	0.043132	0.005819	336.234
7.035	57782.100	0.042250	0.004937	285.270
8.153	57782.100	0.041224	0.003911	225.986
9.271	70099.370	0.040056	0.002743	192.283
10.389	70099.370	0.038751	0.001438	100.803
11.507	98524.070	0.037313	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

Uh1 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zu/(2 × H))

Uh2 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zb/(2 × H))

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	56450.000 × 0.000244 = 13.770	36117.000 × 0.000622 = 22.460
Vb	96179.000 × 0.000492 = 47.320	61583.000 × 0.001256 = 77.350
Vs	(13.770 + 47.320) / 2 = 30.550	(22.460 + 77.350) / 2 = 49.910

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.800×25.000×0.074×(1 - 0.015×5.067) = 3.077	fu = 1.800×25.000×0.182×(1 - 0.015×5.067) = 7.568

② 하부슬래브

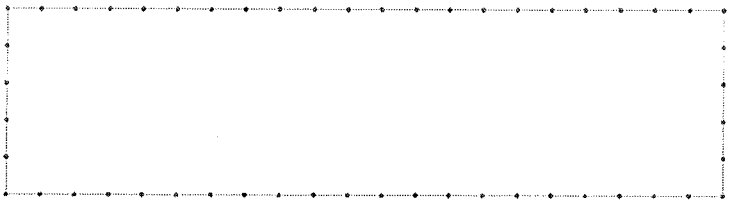
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.700×25.000×0.074×(1 - 0.015×10.657) = 2.642	fb = 1.700×25.000×0.182×(1 - 0.015×10.657) = 6.499

③ 측벽

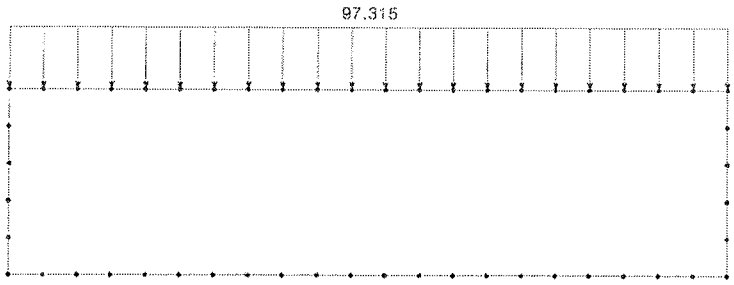
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×5.067) = 3.419	f1 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×5.067) = 8.408
f2 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×6.185) = 3.357	f2 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×6.185) = 8.256
f3 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×7.303) = 3.295	f3 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×7.303) = 8.103
f4 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×8.421) = 3.233	f4 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×8.421) = 7.951
f5 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×9.539) = 3.171	f5 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×9.539) = 7.798
f6 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×10.657) = 3.109	f6 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×10.657) = 7.645

10. 하 중 재 하 (상시)

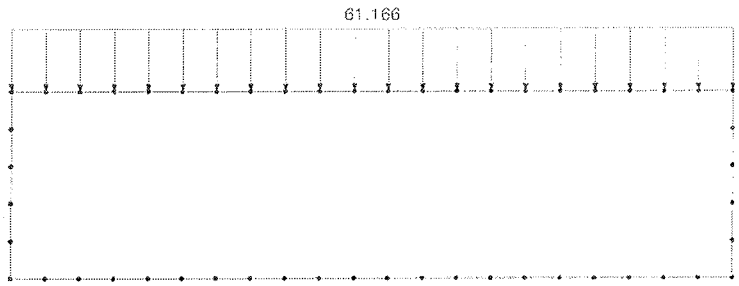
1) CASE1 - 구체자중(SW)



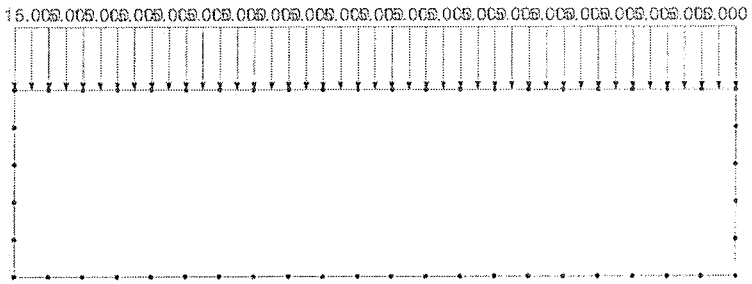
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



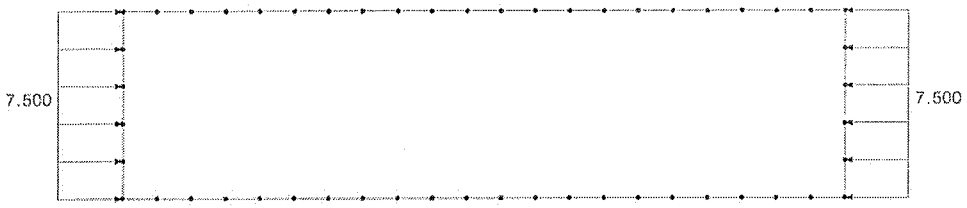
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



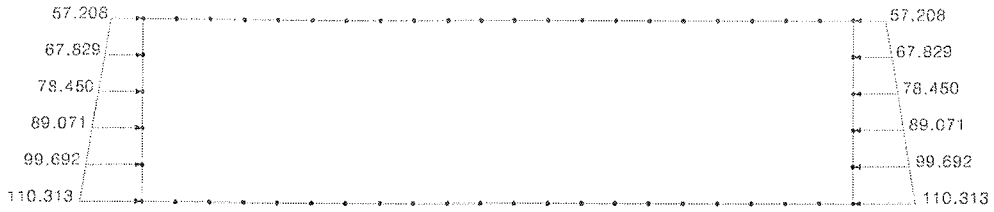
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



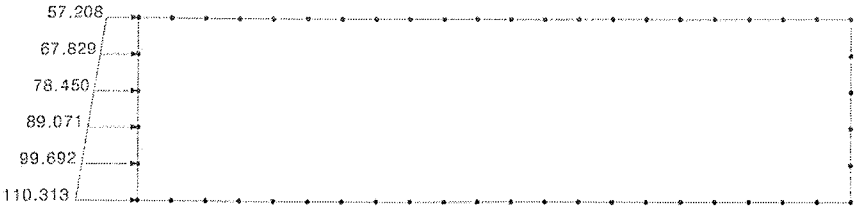
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



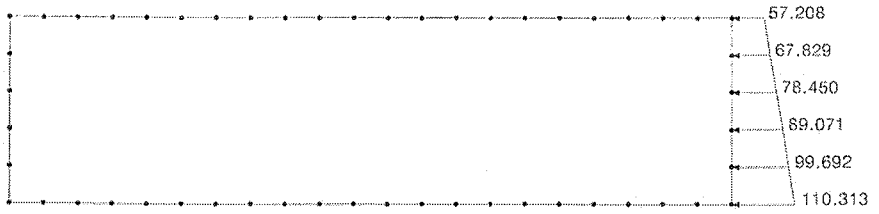
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



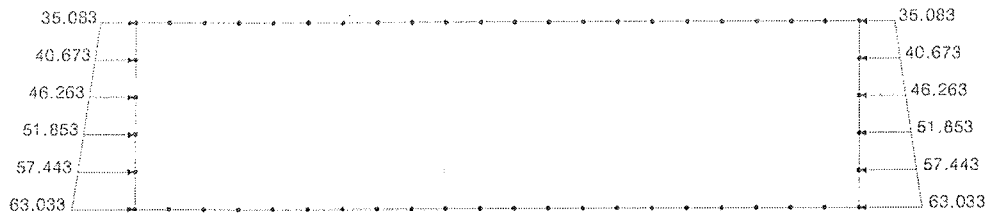
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



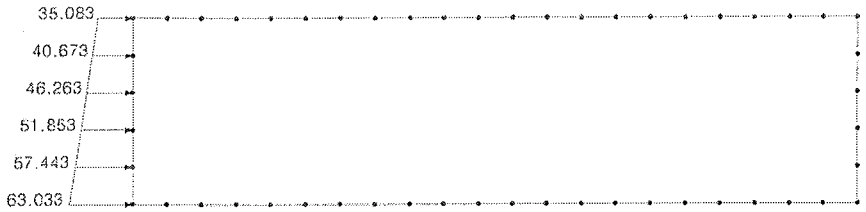
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



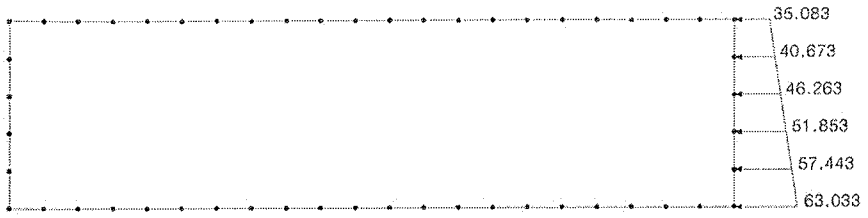
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



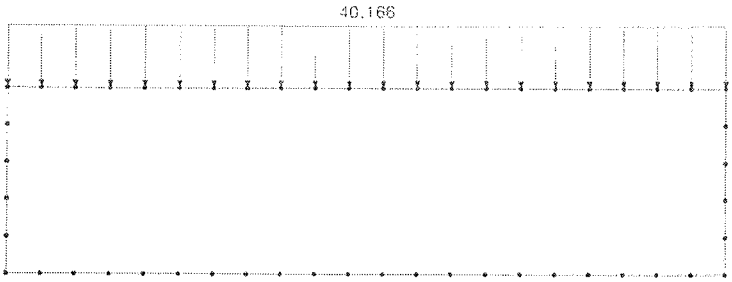
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



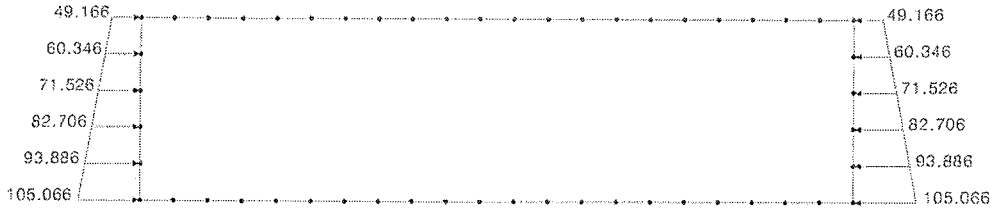
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



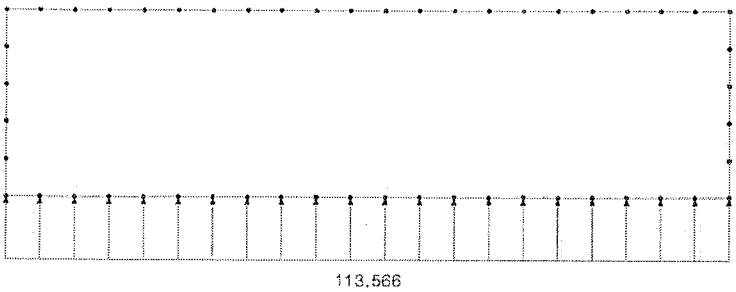
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



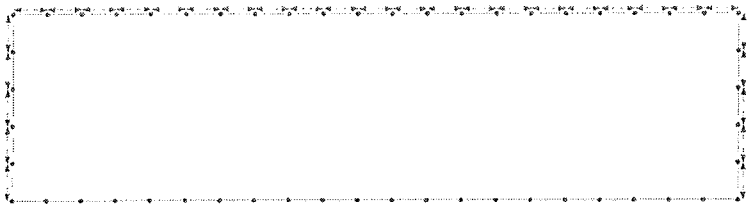
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



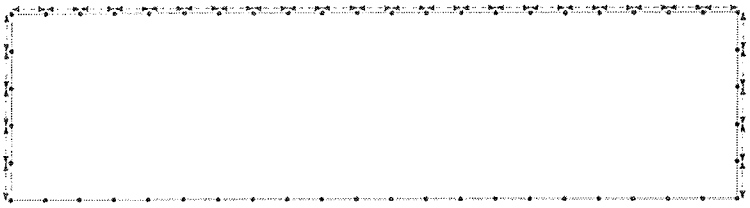
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



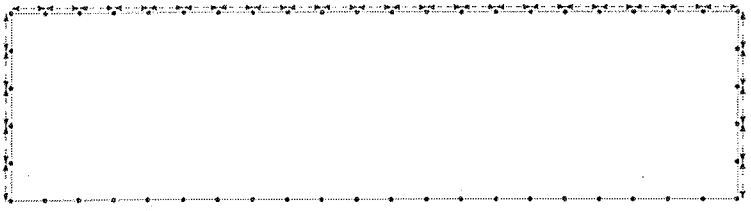
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

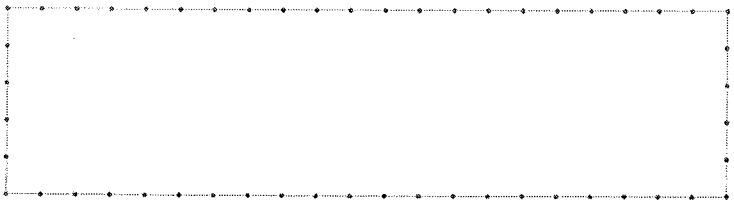


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

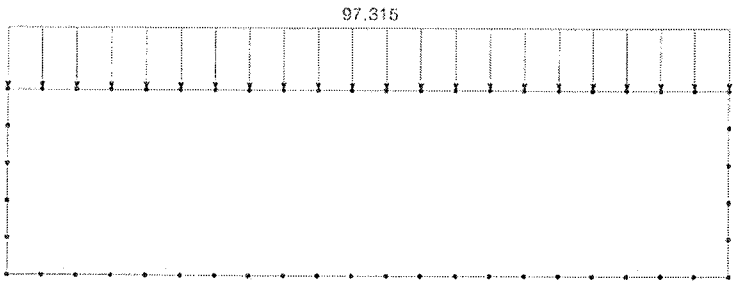


11. 하중 재하 (기능수행)

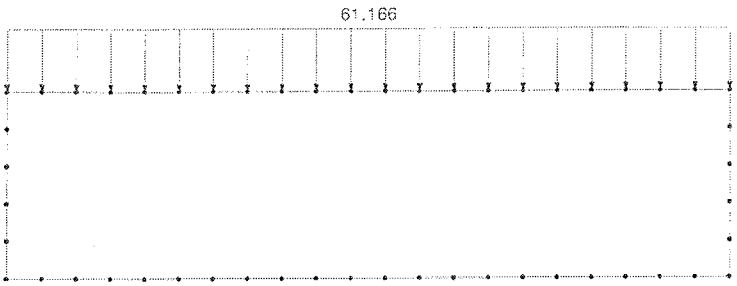
1) CASE1 - 구체자중(SW)



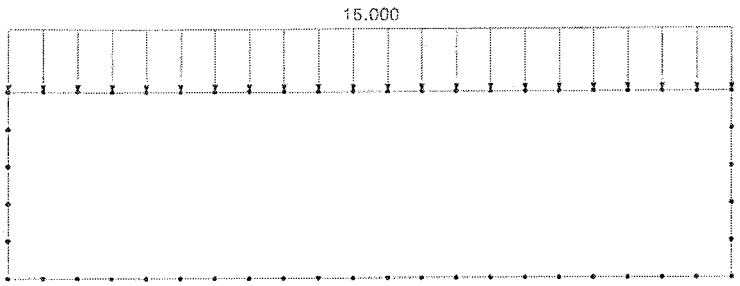
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



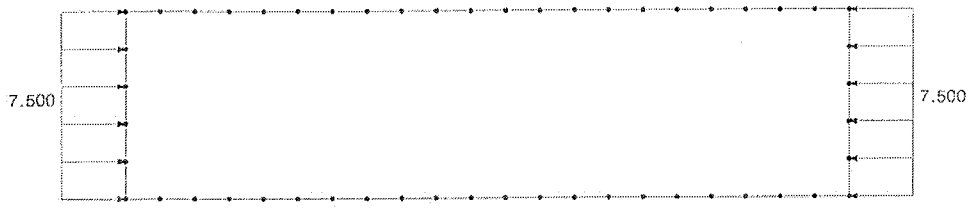
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



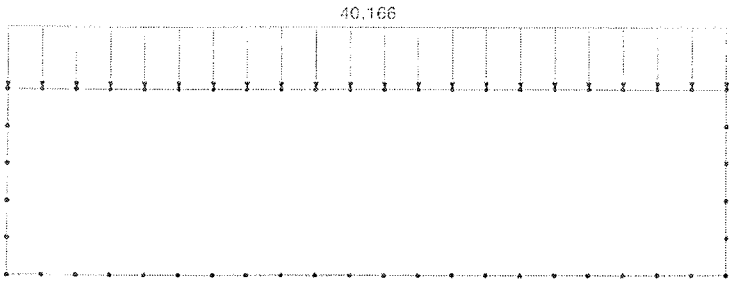
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



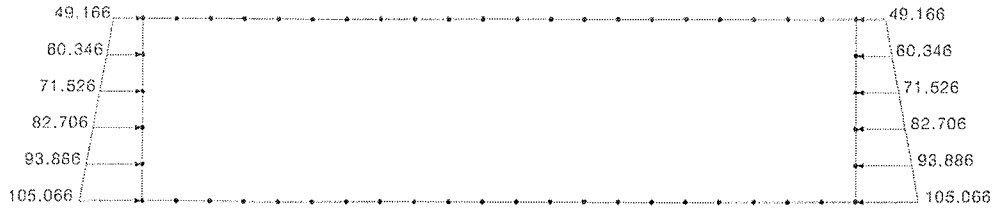
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



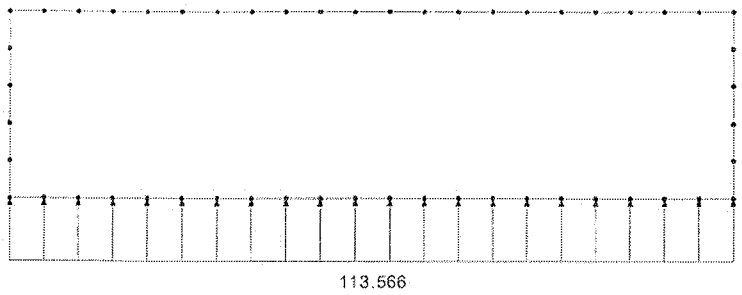
6) CASE6 - 연직수압(WATERV)



7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

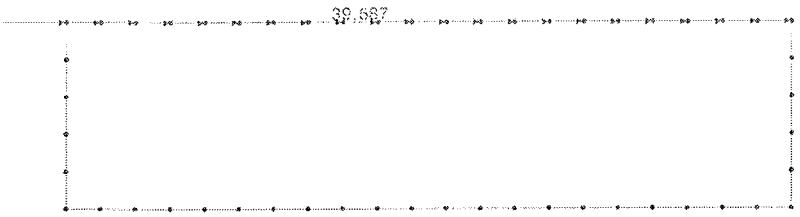


8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)

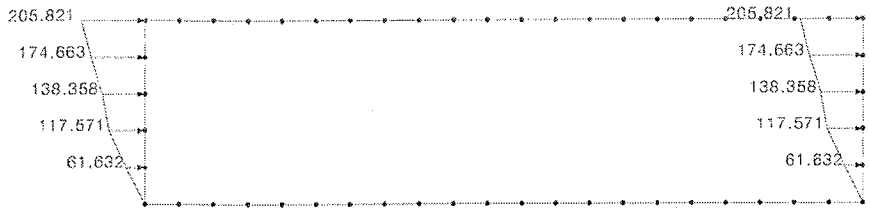


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

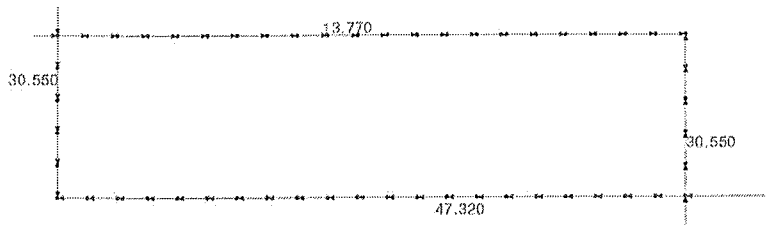
9) CASE9 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



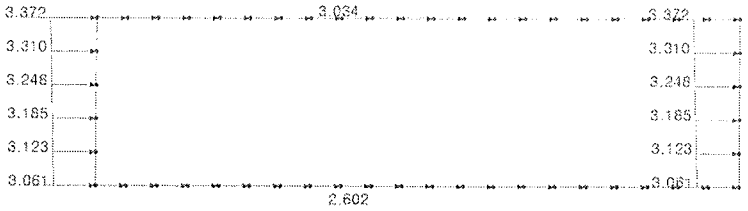
10) CASE10 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



11) CASE11 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

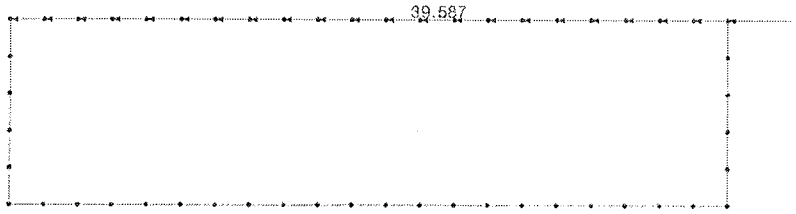


12) CASE12 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

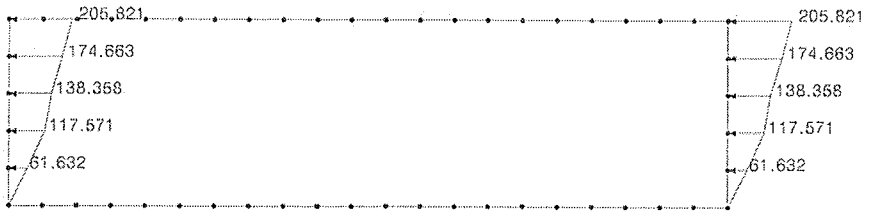


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

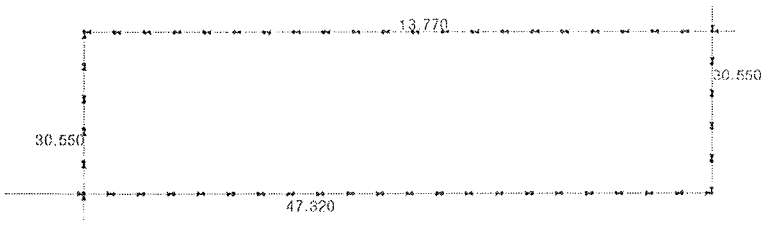
13) CASE13 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



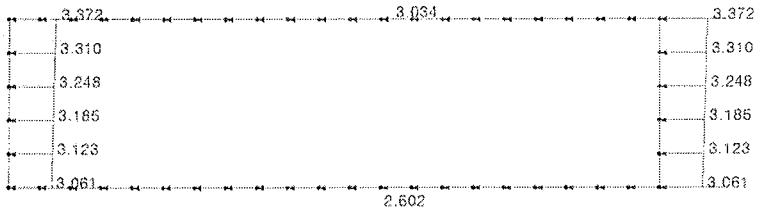
14) CASE14 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



15) CASE15 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

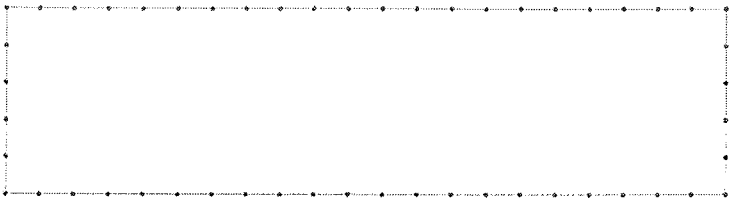


16) CASE16 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

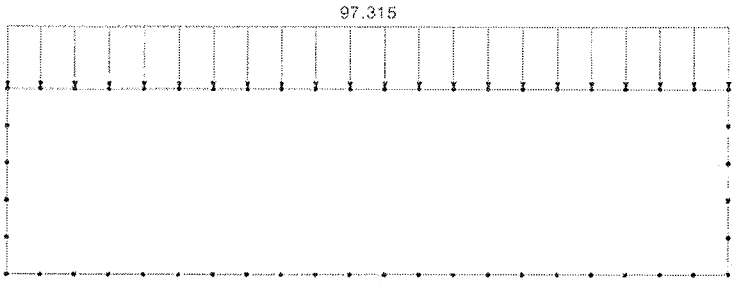


12. 하중 재하 (붕괴방지)

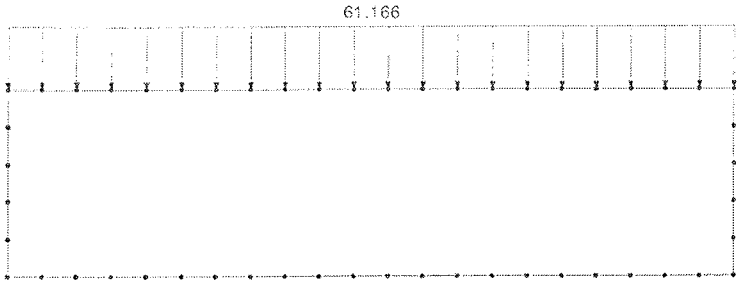
1) CASE1 - 구체자중(SW)



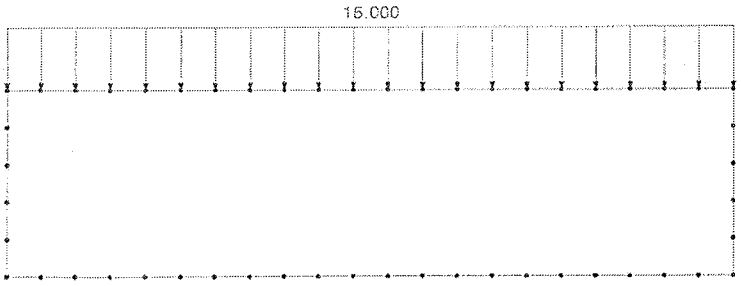
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



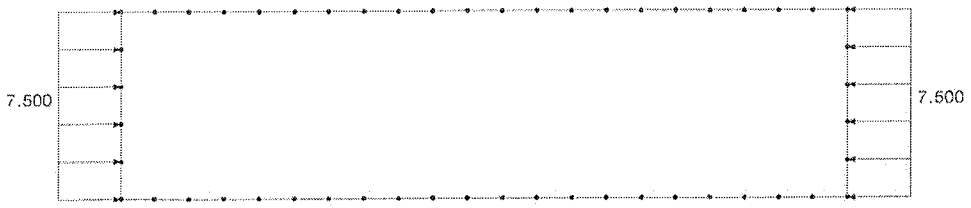
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



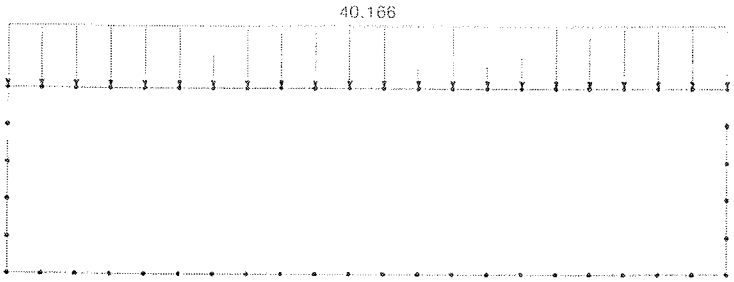
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



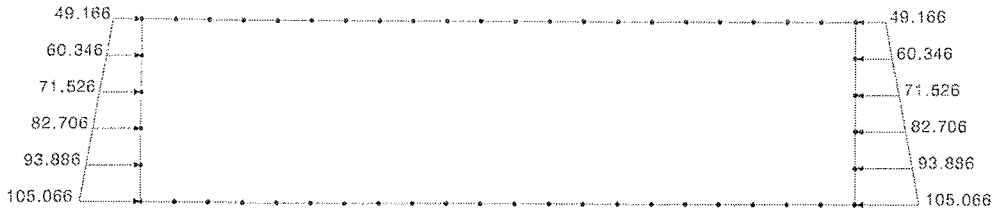
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



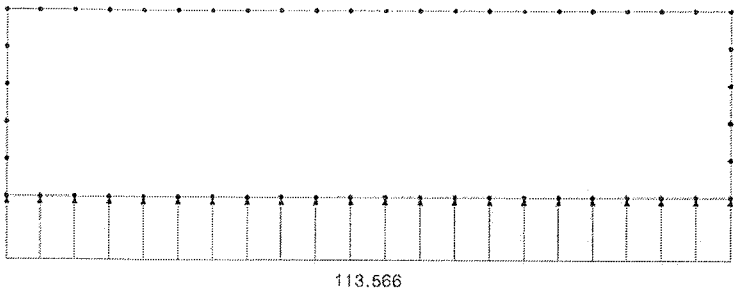
6) CASE6 - 연직수압(WATERV)



7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

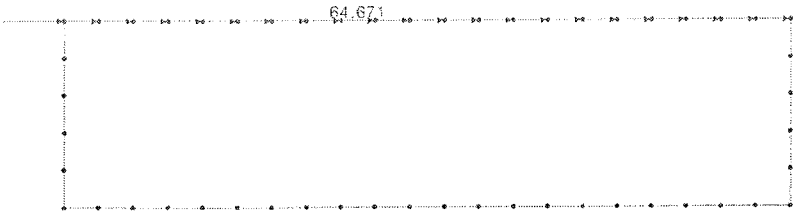


8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)

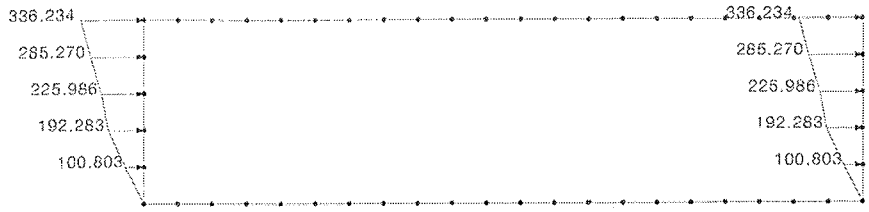


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

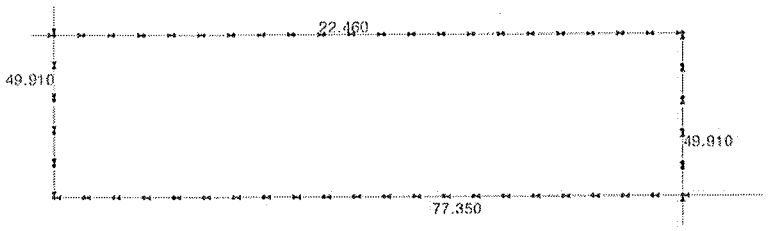
9) CASE9 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



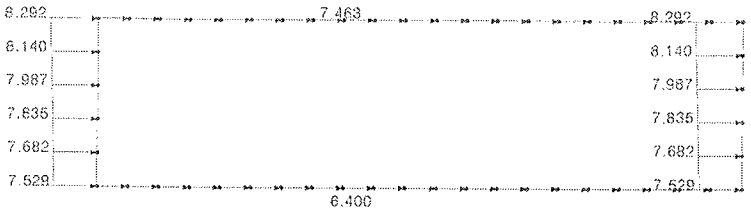
10) CASE10 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



11) CASE11 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

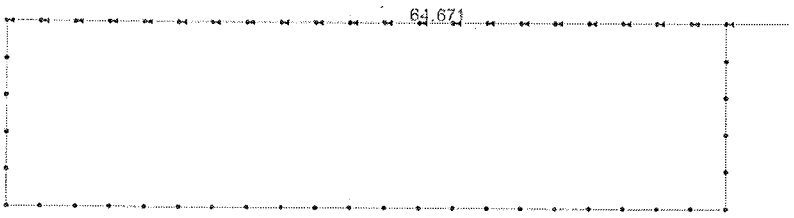


12) CASE12 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

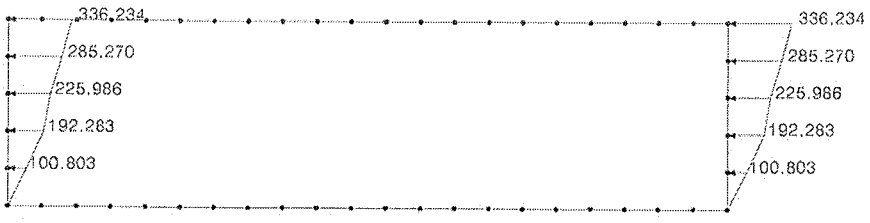


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

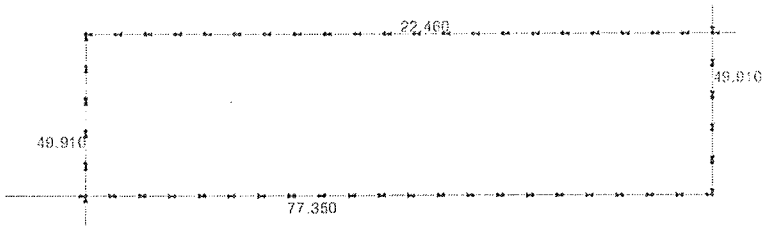
13) CASE13 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



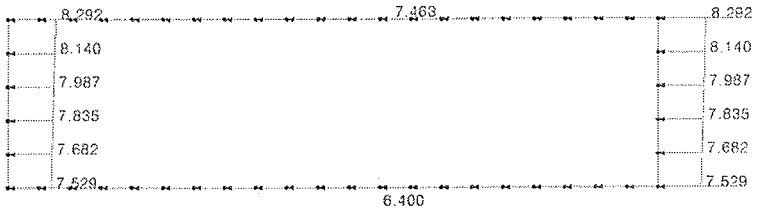
14) CASE14 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



15) CASE15 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



16) CASE16 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.925, h = 5.017 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.479	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.479	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.479	1.600	1.600	1.200	1.479	●
LC7	1.200	1.479	1.600	0.800	1.200	1.479	●
LC8	0.900	0.900		1.600		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	●

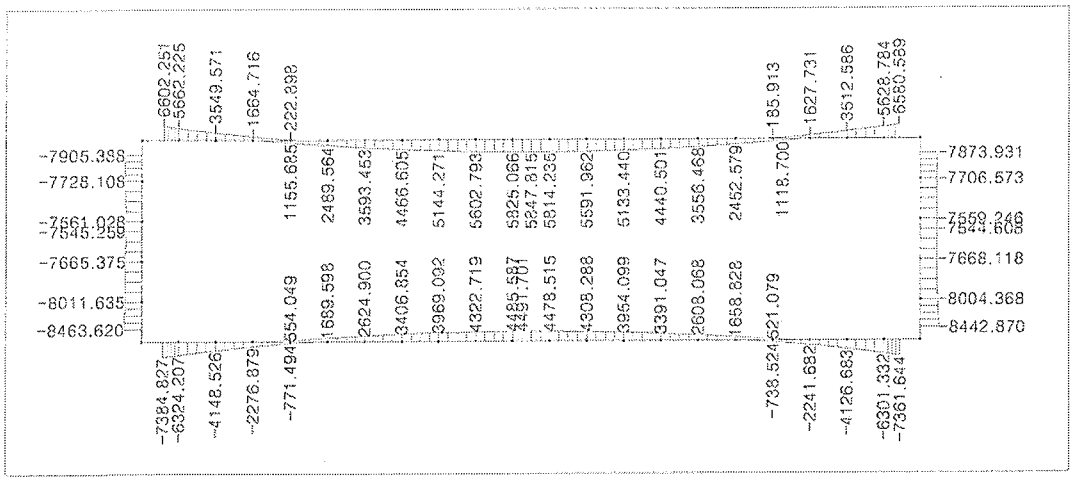
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.400	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.400	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.400	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.400	●

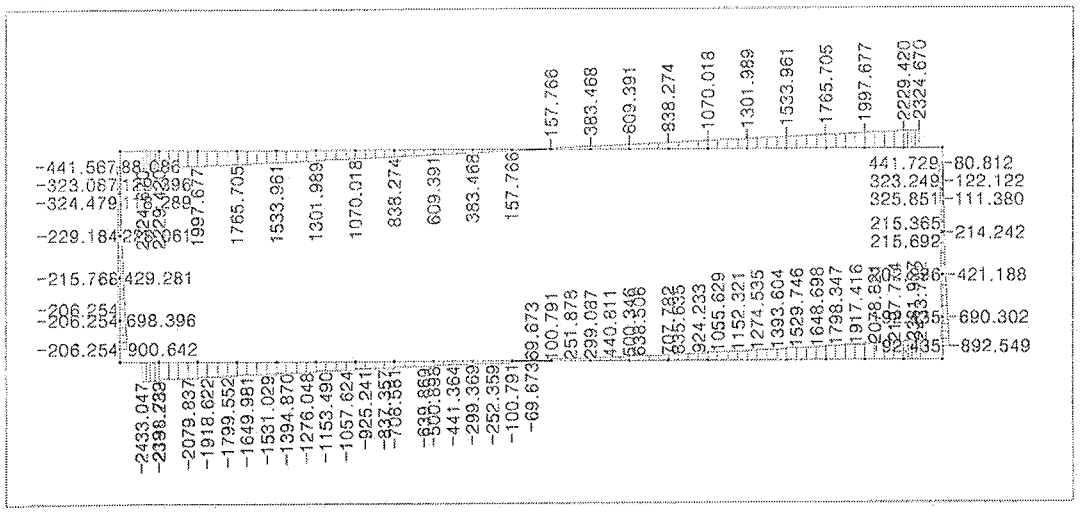
14. 단면력정리

14.1 상시

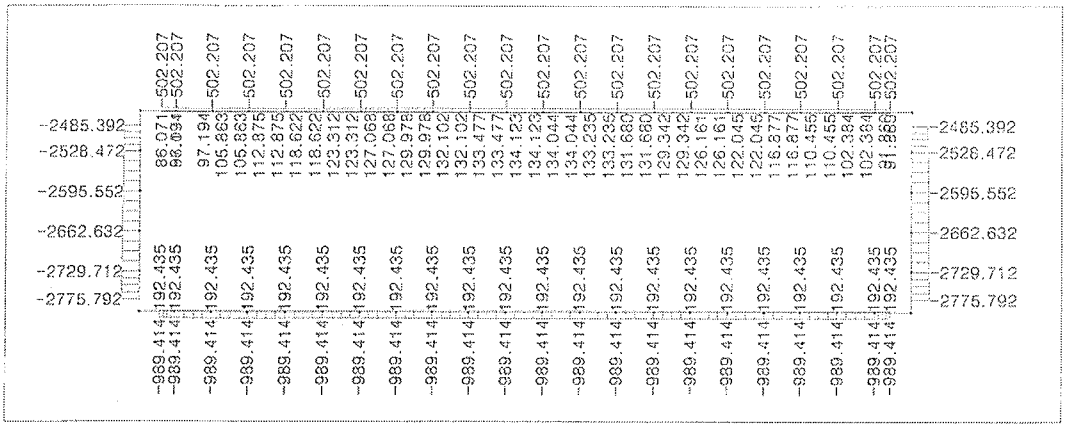
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



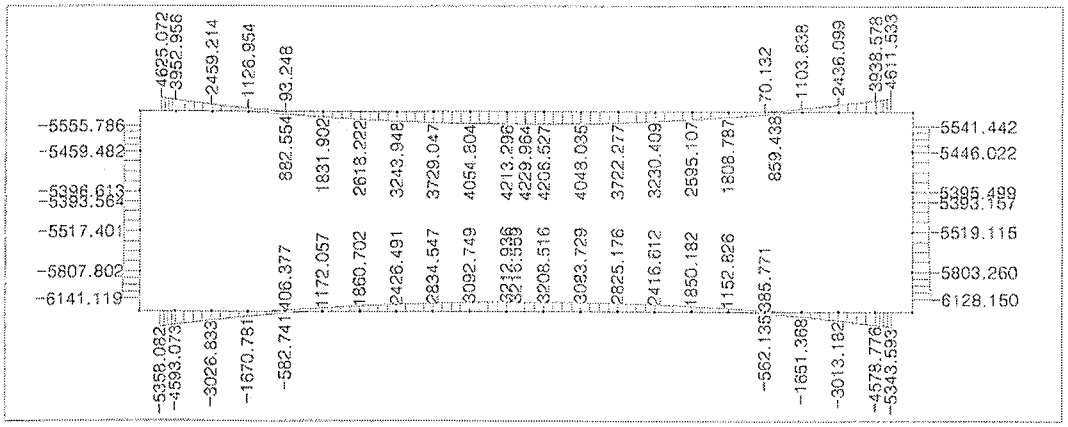
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

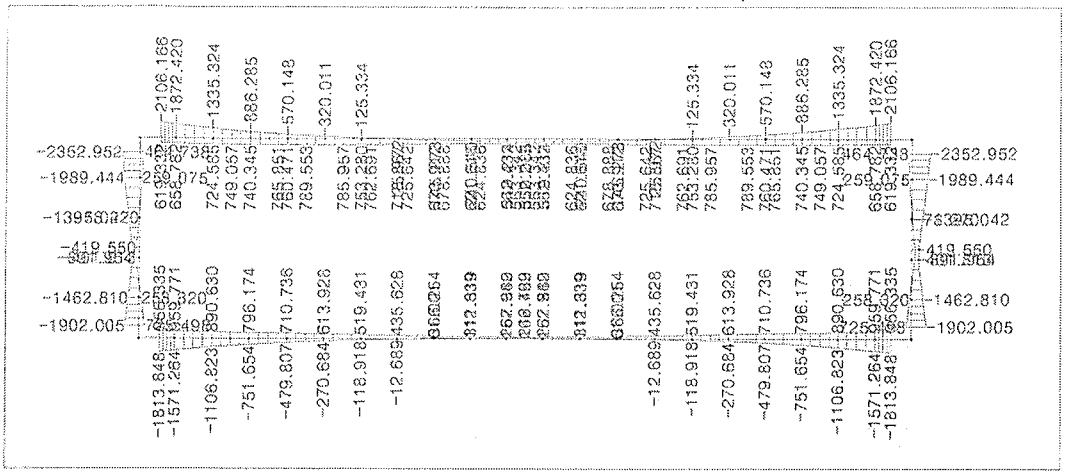


5) 단면력 정리

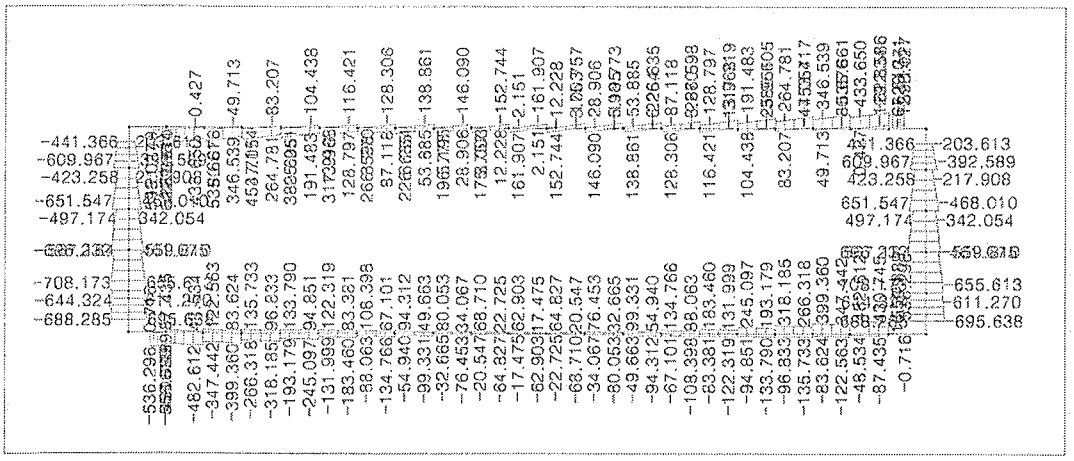
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	6602.25	1846.17	502.21	4625.07	1000.00	1966.67	
		중앙부	2	5847.82	44.85	502.21	4229.96	1000.00	1800.00	
		우측	3	6580.59	1846.09	502.21	4611.53	1000.00	1966.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	7384.83	1852.51	989.41	5358.08	1000.00	1700.00	
		중앙부	5	4491.70	82.67	989.41	3216.56	1000.00	1700.00	
		우측	6	7361.64	1851.35	989.41	5343.59	1000.00	1700.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	7905.39	229.18	2485.39	5555.79	1000.00	2166.67	
		추가1	8	7558.42	441.57	2629.09	5413.56	1000.00	2000.00	
		중앙부	9	0.00	298.82	2775.79	0.00	1000.00	2000.00	
		하부	10	8463.62	429.28	2775.79	6141.12	1000.00	2000.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	7873.93	215.69	2485.39	5541.44	1000.00	2166.67	
		추가1	12	7558.90	892.55	2629.09	5413.86	1000.00	2000.00	
		중앙부	13	0.00	310.70	2775.79	0.00	1000.00	2000.00	
		하부	14	8442.87	421.19	2775.79	6128.15	1000.00	2000.00	

14.2 지진시(기능수행)

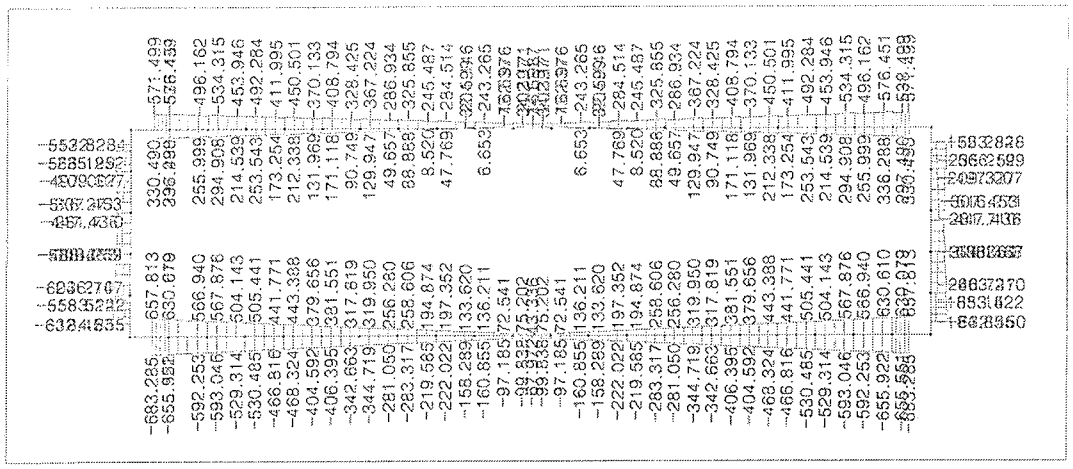
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

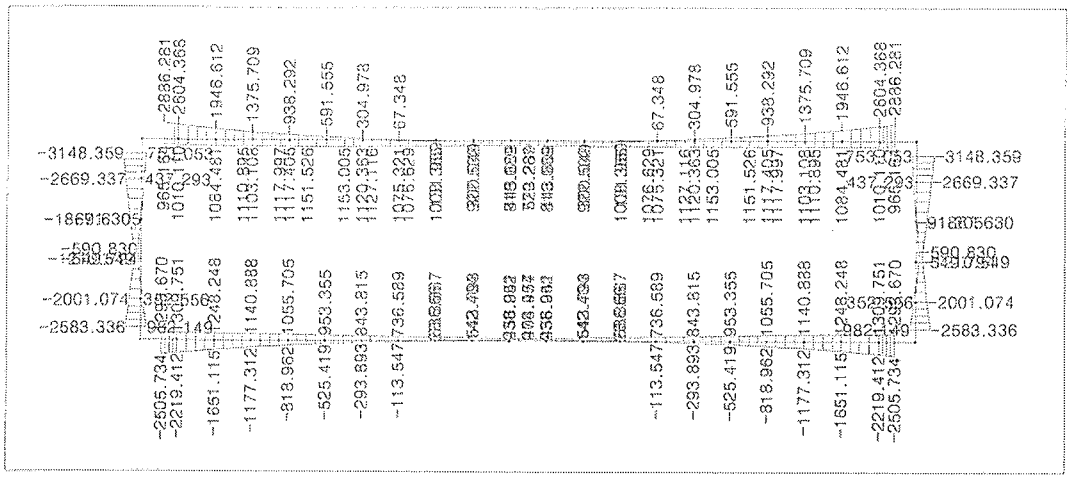


4) 단면력 정리

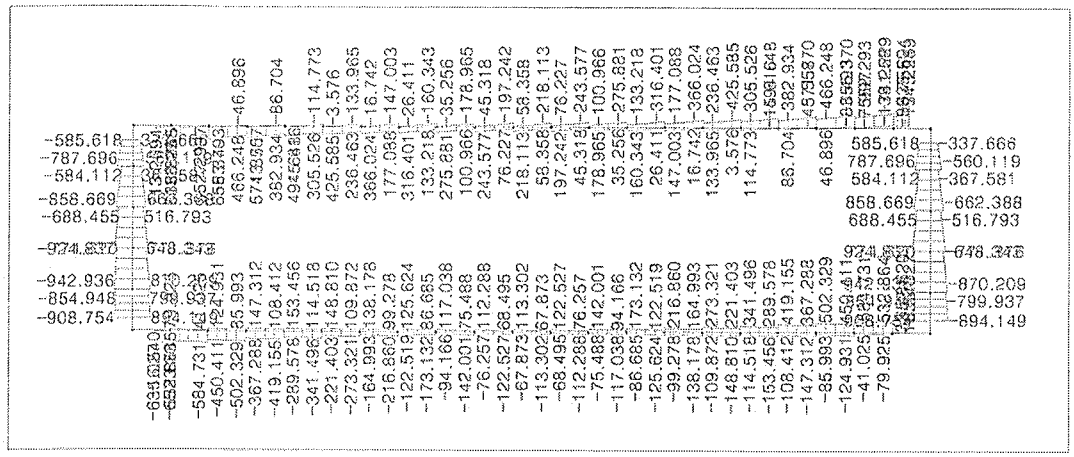
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	2106.17	412.14	684.21	1000.00	1966.67	
		중앙부	2	552.22	67.38	161.99	1000.00	1800.00	
		우측	3	2106.17	412.07	684.21	1000.00	1966.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1813.85	376.27	856.12	1000.00	1700.00	
		중앙부	5	253.52	49.95	88.42	1000.00	1700.00	
		우측	6	1813.85	376.25	856.12	1000.00	1700.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	2352.95	651.55	586.68	1000.00	2166.67	
		추가1	8	1088.65	441.37	586.68	1000.00	2000.00	
		중앙부	9	725.50	589.13	674.37	1000.00	2000.00	
		하부	10	1902.01	696.23	674.37	1000.00	2000.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	2352.95	497.17	586.68	1000.00	2166.67	
		추가1	12	1088.65	695.64	674.37	1000.00	2000.00	
		중앙부	13	725.50	610.15	674.37	1000.00	2000.00	
		하부	14	1902.01	567.18	674.37	1000.00	2000.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

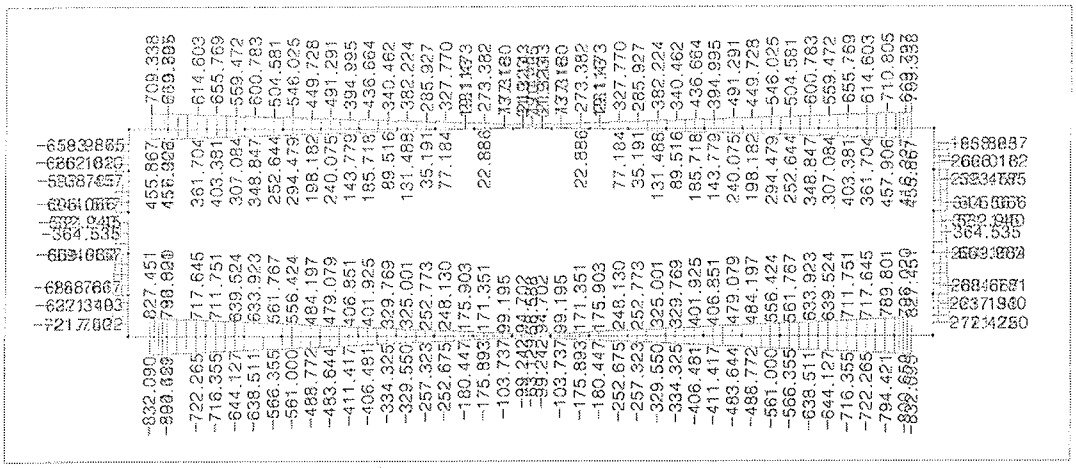
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	2886.28	531.85	856.53	1000.00	1966.67	
		중앙부	2	779.27	123.59	171.00	1000.00	1800.00	
		우측	3	2886.28	531.78	856.53	1000.00	1966.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	2505.73	479.24	1046.63	1000.00	1700.00	
		중앙부	5	428.86	100.34	86.28	1000.00	1700.00	
		우측	6	2505.73	479.22	1046.63	1000.00	1700.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	3148.36	858.67	699.73	1000.00	2166.67	
		추가1	8	1448.86	585.62	699.73	1000.00	2000.00	
		중앙부	9	982.15	797.72	768.02	1000.00	2000.00	
		하부	10	2583.34	924.84	768.02	1000.00	2000.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	3148.36	688.46	699.73	1000.00	2166.67	
		추가1	12	1448.86	908.75	768.02	1000.00	2000.00	
		중앙부	13	982.15	822.67	768.02	1000.00	2000.00	
		하부	14	2583.34	774.62	768.02	1000.00	2000.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-6602.25	-	-2886.28	-2106.17	-6602.25	
		중앙부	2	5847.82	-	779.27	552.22	5847.82	
		우측	3	-6580.59	-	-2886.28	-2106.17	-6580.59	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-7384.83	-	-2505.73	-1813.85	-7384.83	
		중앙부	5	4491.70	-	428.86	253.52	4491.70	
		우측	6	-7361.64	-	-2505.73	-1813.85	-7361.64	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-7905.39	-	-3148.36	-2352.95	-7905.39	
		추가1	8	-7558.42	-	-1448.86	-1088.65	-7558.42	
		중앙부	9	-	-	982.15	725.50	982.15	
		하부	10	-8463.62	-	-2583.34	-1902.01	-8463.62	
우측 벽체	1 층	상부	11	-7873.93	-	-3148.36	-2352.95	-7873.93	
		추가1	12	-7558.90	-	-1448.86	-1088.65	-7558.90	
		중앙부	13	-	-	982.15	725.50	982.15	
		하부	14	-8442.87	-	-2583.34	-1902.01	-8442.87	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1846.17	-	531.85	412.14	1846.17	
		중앙부	2	44.85	-	123.59	67.38	123.59	
		우측	3	-1846.09	-	-531.78	-412.07	-1846.09	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1852.51	-	-479.24	-376.27	-1852.51	
		중앙부	5	82.67	-	100.34	49.95	100.34	
		우측	6	1851.35	-	479.22	376.25	1851.35	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-229.18	-	-858.67	-651.55	-858.67	
		추가1	8	-441.57	-	-585.62	-441.37	-585.62	
		중앙부	9	298.82	-	-797.72	-589.13	-797.72	
		하부	10	429.28	-	-924.84	-696.23	-924.84	
우측 벽체	1 층	상부	11	215.69	-	688.46	497.17	688.46	
		추가1	12	-892.55	-	908.75	-695.64	908.75	
		중앙부	13	-310.70	-	822.67	610.15	822.67	
		하부	14	-421.19	-	774.62	567.18	774.62	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-502.21	-	-856.53	-684.21	-856.53	
		중앙부	2	-502.21	-	-171.00	-161.99	-502.21	
		우측	3	-502.21	-	-856.53	-684.21	-856.53	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-989.41	-	-1046.63	-856.12	-1046.63	
		중앙부	5	-989.41	-	-86.28	-88.42	-989.41	
		우측	6	-989.41	-	-1046.63	-856.12	-1046.63	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-2485.39	-	-699.73	-586.68	-2485.39	
		추가1	8	-2629.09	-	-699.73	-586.68	-2645.86	
		중앙부	9	-2775.79	-	-768.02	-674.37	-2775.79	
		하부	10	-2775.79	-	-768.02	-674.37	-2775.79	
우측 벽체	1 층	상부	11	-2485.39	-	-699.73	-586.68	-2485.39	
		추가1	12	-2629.09	-	-768.02	-674.37	-2775.79	
		중앙부	13	-2775.79	-	-768.02	-674.37	-2775.79	
		하부	14	-2775.79	-	-768.02	-674.37	-2775.79	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-4625.07	-	-	-	-4625.07	
		중앙부	2	4229.96	-	-	-	4229.96	
		우측	3	-4611.53	-	-	-	-4611.53	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-5358.08	-	-	-	-5358.08	
		중앙부	5	3216.56	-	-	-	3216.56	
		우측	6	-5343.59	-	-	-	-5343.59	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-5555.79	-	-	-	-5555.79	
		추가1	8	-5413.56	-	-	-	-5413.56	
		중앙부	9	-	-	-	-	-	
		하부	10	-6141.12	-	-	-	-6141.12	
우측 벽체	1 층	상부	11	-5541.44	-	-	-	-5541.44	
		추가1	12	-5413.86	-	-	-	-5413.86	
		중앙부	13	-	-	-	-	-	
		하부	14	-6128.15	-	-	-	-6128.15	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1787	6602.25	7315.63	11515.27	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	12848.00	1.11
		중앙부	2	1000	1670	5847.81	6736.71	10921.51	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.15
		우측	3	1000	1787	6580.59	7315.63	11475.11	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	12848.00	1.11
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	1500	7384.83	8644.52	15959.90	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	19060.80	1.17
		중앙부	5	1000	1570	4491.70	5173.59	8849.25	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.15
		우측	6	1000	1500	7361.64	8644.52	15904.11	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	19060.80	1.17
		우측(배수구단면)	6	1000	1436	3737.46	7581.69	8724.40	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	19060.80	2.03
좌측벽체	1층	상부	7	1000	1986	7905.39	11713.59	-	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	14249.60	1.48
		추가1	8	1000	1822	7558.42	11467.58	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	15464.00	1.52
		중앙부	9	1000	1920	982.15	9857.35	-	H16 - 4.0EA	18640.80	10.04
		하부	10	1000	1800	8463.62	12994.49	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	18640.80	1.53
우측벽체	1층	상부	11	1000	1986	7873.93	11728.16	-	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	14249.60	1.49
		추가1	12	1000	1822	7558.90	11629.55	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	15464.00	1.54
		중앙부	13	1000	1920	982.15	9857.35	-	H16 - 4.0EA	18640.80	10.04
		하부	14	1000	1800	8442.87	13002.13	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	18640.80	1.54

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm^2		mm	mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1052.2	1846.2	1873.24	2.00	245.05	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	1084.7	123.6	1507.87	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	1052.2	1846.1	1873.24	2.00	245.02	H13	150	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	974.3	1852.5	2165.88	2.00	292.74	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	1019.7	100.3	1643.35	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	974.3	1851.4	2165.88	2.00	292.36	H16	150	397.20	O.K
		우측 (배수구단면)	6	867.8	1892.8	1929.08	2.00	383.60	H16	150	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	1286.4	858.7	1286.42	-	-	-	-	-	O.K
		추가1	8	1295.0	585.6	1295.01	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	9	1370.7	797.7	1370.71	-	-	-	-	-	O.K
		하부	10	1285.0	924.8	1285.04	-	-	-	-	-	O.K
우측벽체	1층	상부	11	1286.4	688.5	1286.42	-	-	-	-	-	O.K
		추가1	12	1300.5	908.8	1300.50	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	13	1370.7	822.7	1370.71	-	-	-	-	-	O.K
		하부	14	1285.0	774.6	1285.04	-	-	-	-	-	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1966.67	1786.67	100.00	6602.25	1846.17

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12848.000 x 400.00 = 5139200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 223.930 mm, c = 223.930 / β1 = 223.930 / 0.85 = 263.447 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1866.67 - 263.447) / 263.447 = 0.01826

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 11515.273 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12848.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm), [사용률 = 1.116]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00719

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 223.930 mm

ΦMn = 0.85 x 12848.000 x 400 x (1786.67 - a/2) = 7315.632 kN.m

≥ Mu (= 6602.251 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.108]

* 전단에 대한 검토 (d = 1620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1620.00 = 1052.221 kN

< Vu (= 1846.173 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1846.173-1052.221) x 150.00 / (400x1620.00xΦ) x 1000 = 245.047 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1620.00 / 150.00 x 1000 = 1094.688 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1620.00 / 1000 = 5611.845 kN ≥ 1094.688 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1402.961 + 1094.688) = 1873.237 kN ≥ 1846.173 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1670.00	80.00	5847.82	123.59

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1720.00 - 260.560) / 260.560 = 0.01680

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 10921.514 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 1.164]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00761

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1670.00 - a/2) = 6736.710 kN.m

≥ Mu (= 5847.815 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.152]

* 전단에 대한 검토 (d = 1670.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1670.00 = 1084.697 kN

≥ Vu (= 123.587 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1966.67	1786.67	100.00	6580.59	1846.09

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12848.000 x 400.00 = 5139200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 223.930 mm, c = 223.930 / β1 = 223.930 / 0.85 = 263.447 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1866.67 - 263.447) / 263.447 = 0.01826

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 11475.109 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12848.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm) , [사용률 = 1.120]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00719

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 223.930 mm

ΦMn = 0.85 x 12848.000 x 400 x (1786.67 - a/2) = 7315.632 kN.m

≥ Mu (= 6580.589 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.112]

* 전단에 대한 검토 (d = 1620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1620.00 = 1052.221 kN

< Vu (= 1846.087 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1846.087-1052.221) x 150.00 / (400x1620.00xΦ) x 1000 = 245.020 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1620.00 / 150.00 x 1000 = 1094.688 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1620.00 / 1000 = 5611.845 kN ≥ 1094.688 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1402.961 + 1094.688) = 1873.237 kN ≥ 1846.087 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1500.00	100.00	7384.83	1852.51

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 19060.800 x 400.00 = 7624320.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 332.214 mm, c = 332.214 / β1 = 332.214 / 0.85 = 390.840 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1600.00 - 390.840) / 390.840 = 0.00928

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 15959.898 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 19060.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm), [사용률 = 1.194]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

3단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.01271

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 332.214 mm

ΦMn = 0.85 x 19060.800 x 400 x (1500.00 - a/2) = 8644.522 kN.m

≥ Mu (= 7384.827 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.171]

* 전단에 대한 검토 (d = 1500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1500.00 = 974.279 kN

< Vu (= 1852.512 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1852.512-974.279) x 150.00 / (400x1500.00xΦ) x 1000 = 292.745 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1500.00 / 150.00 x 1000 = 1588.800 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1500.00 / 1000 = 5196.152 kN ≥ 1588.800 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1299.038 + 1588.800) = 2165.879 kN ≥ 1852.512 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1570.00	80.00	4491.70	100.34

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1620.00 - 210.758) / 210.758 = 0.02006

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8849.247 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 1.161]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00655

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1570.00 - a/2) = 5173.586 kN.m

≥ Mu (= 4491.701 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.152]

* 전단에 대한 검토 (d = 1570.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1570.00 = 1019.745 kN

≥ Vu (= 100.343 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1500.00	100.00	7361.64	1851.35

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 19060.800 x 400.00 = 7624320.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 332.214 mm, c = 332.214 / β1 = 332.214 / 0.85 = 390.840 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1600.00 - 390.840) / 390.840 = 0.00928

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 15904.114 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 19060.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm), [사용률 = 1.198]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

3단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.01271

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 332.214 mm

ΦMn = 0.85 x 19060.800 x 400 x (1500.00 - a/2) = 8644.522 kN.m

≥ Mu (= 7361.644 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.174]

* 전단에 대한 검토 (d = 1500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1500.00 = 974.279 kN

< Vu (= 1851.352 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1851.352-974.279) x 150.00 / (400x1500.00xΦ) x 1000 = 292.358 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1500.00 / 150.00 x 1000 = 1588.800 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1500.00 / 1000 = 5196.152 kN ≥ 1588.800 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1299.038 + 1588.800) = 2165.879 kN ≥ 1851.352 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1436.0	1336.0	100.0	3737.5	1892.8

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 19060.800 x 400.00 = 7624320.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 332.214 mm, c = 332.214 / β1 = 332.214 / 0.85 = 390.840 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1336.00 - 390.840) / 390.840 = 0.00725

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 8724.447 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 19060.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.185]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

3단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

수축온도철근비 = 0.00200

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

ρuse = As / bd = 0.01427

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 332.214 mm

ΦMn = 0.85 x 19060.800 x 400 x (1336.00 - a/2) = 7581.692 kN.m

≥ Mu (= 3737.464 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.029]

* 전단에 대한 검토 (d = 1336.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1336.00 = 867.757 kN

< Vu (= 1892.836 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1892.836-867.757) x 150.00 / (400x1336.00xΦ) x 1000 = 383.637 mm²

Av_use = 397.200 mm² (D16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1336.00 / 150.00 x 1000 = 1415.091 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1336.00 x 1000 = 4628.040 kN ≥ 1415.091 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1157.010 + 1415.091) = 1929.076 kN ≥ 1892.836 kN ∴ O.K

[■] TITLE : 좌측벽체 상부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2166.667	100.000	1985.764	2485.392	7905.388	3180.741

㉯ 철근비 검토

As = 13455.200 ㎟ (인장중심 = 180.90 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 200.00 r

3단 : H29- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 794.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2166.7 x 1000.0 = 49725000.0 N

Cs = As x fy = 5382080.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (49725000.0 x 1083.33 + 5382080.0 x 180.903 + 317760.0 x 2086.667) / 55424840.0

= 1001.454 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1191.458 mm, ab = k1 x cb = 1012.740 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1012739.699 = 23242.376 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 5382.080 kl

Pb = 23242.376 + 299.529 - 5382.080 = 18159.825 kN

Mb = Cc x 658.843 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 20054.394 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1104.328 mm, e = Mu/Pu = 3180.741 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 482.640 mm, a = k1 x c = 410.244 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 410243.737 = 9415.094 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 5382.080 kN

Pn = 9415.094 + 299.529 - 5382.080 = 4332.542 kN

Mn = Cc x 796.332 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13780.670 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=3180.735)| = 0.0058 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2166.67 - 100.00 = 2066.667 mm

c = 482.640 mm, a = k1 x c = 410.244 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2066.67-482.64) / 482.64 = 0.00985

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 44078.249 kN ≥ Pn = 4332.542 kN

ΦPn = 0.85 x 4332.542 = 3682.661 kN ≥ Pu = 2485.392 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 3.181 = 11713.590 kN.m ≥ Mu = 7905.388 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1819.10 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1819.10 = 1286.417 kN

≥ Vu (= 858.669 kN) , 전단보강 불필요.

㈜ TITLE : 좌측벽체 추가

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2000.000	100.000	1821.656	2645.862	7558.423	2856.696

㉯ 철근비 검토

As = 14669.600 ㎟ (인장중심 = 178.34 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 100.0

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H29- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 794.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0077) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000.0 x 1000.0 = 45900000.0 N

Cs = As x fy = 5867840.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (45900000.0 x 1000.00 + 5867840.0 x 178.344 + 317760.0 x 1920.000) / 52085600.0

= 913.047 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1092.993 mm, ab = k1 x cb = 929.044 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 929044.391 = 21321.569 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 5867.840 kN

Pb = 21321.569 + 299.529 - 5867.840 = 15753.257 kN

Mb = Cc x 622.431 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 17883.932 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1135.253 mm, e = Mu/Pu = 2856.696 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 527.540 mm, a = k1 x c = 448.409 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 448409.368 = 10290.995 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 5867.840 kN

Pn = 10290.995 + 299.529 - 5867.840 = 4722.684 kN

Mn = Cc x 688.842 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13491.268 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2856.695) | = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 527.540 mm, a = k1 x c = 448.409 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-527.54) / 527.54 = 0.00780

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 41384.561 kN ≥ Pn = 4722.684 kN

ΦPn = 0.85 x 4722.684 = 4014.281 kN ≥ Pu = 2645.862 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.857 = 11467.580 kN.m ≥ Mu = 7558.423 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1821.66 = 1295.007 kN

≥ Vu (= 585.618 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2000.000	80.000	1920.000	2775.792	982.149	353.827

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 17846.400 ㎟ (압축중심 = 200.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 100.(

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 300.00 r

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000.0 x 1000.0 = 45900000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 7138560.0 N

Xp = (45900000.0 x 1000.00 + 317760.0 x 80.000 + 7138560.0 x 1800.000) / 53356320.0

= 1101.553 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1152.000 mm, ab = k1 x cb = 979.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 979200.000 = 22472.640 kN, ∑Csi = 6728.985 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 22472.640 + 6728.985 - 317.760 = 28883.865 kN

Mb = Cc x 408.847 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 14212.312 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 492.050 mm, e = Mu/Pu = 353.827 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1485.352 mm, a = k1 x c = 1262.549 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1262548.828 = 28975.496 kN

∑Csi = 6728.985 kN, ∑Tsi = 139.476 kN

Pn = 28975.496 + 6728.985 - 139.476 = 35565.005 kN

Mn = Cc x 470.279 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12583.770 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=353.825)| = 0.0022 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 80.00 = 1920.000 mm

c = 1485.352 mm, a = k1 x c = 1262.549 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1920.00-1485.35) / 1485.35 = 0.00088

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

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 42342.811 kN ≥ Pn = 35565.005 kN

ΦPn = 0.78 x 35565.005 = 27859.254 kN ≥ Pu = 2775.792 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.354 = 9857.347 kN.m ≥ Mu = 982.149 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1920.00 = 1370.706 kN

≥ Vu (= 797.720 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2000.000	100.000	1800.000	2775.792	8463.620	3049.083

㉯ 철근비 검토

As = 17846.400 mm² (인장중심 = 200.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 100.i

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 300.00 i

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000.0 x 1000.0 = 45900000.0 N

Cs = As x fy = 7138560.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (45900000.0 x 1000.00 + 7138560.0 x 200.000 + 317760.0 x 1920.000) / 53356320.0

= 898.447 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1080.000 mm, ab = k1 x cb = 918.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 918000.000 = 21068.100 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 7138.560 kN

Pb = 21068.100 + 299.529 - 7138.560 = 14229.069 kN

Mb = Cc x 642.553 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 18829.265 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1323.296 mm, e = Mu/Pu = 3049.083 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 607.606 mm, a = k1 x c = 516.465 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 516465.247 = 11852.877 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 7138.560 kN

Pn = 11852.877 + 299.529 - 7138.560 = 5013.846 kN

Mn = Cc x 640.214 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 15287.664 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=3049.089) | = 0.0065 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 607.606 mm, a = k1 x c = 516.465 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-607.61) / 607.61 = 0.00638

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 42342.811 kN ≥ Pn = 5013.846 kN

ΦPn = 0.85 x 5013.846 = 4261.769 kN ≥ Pu = 2775.792 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 3.049 = 12994.487 kN.m ≥ Mu = 8463.620 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1800.00 = 1285.037 kN

≥ Vu (= 924.837 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2166.667	100.000	1985.764	2485.392	7873.931	3168.084

㉯ 철근비 검토

As = 13455.200 ㎟ (인장중심 = 180.90 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 200.00 m

3단 : H29- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 794.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2166.7 x 1000.0 = 49725000.0 N

Cs = As x fy = 5382080.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (49725000.0 x 1083.33 + 5382080.0 x 180.903 + 317760.0 x 2086.667) / 55424840.0

= 1001.454 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1191.458 mm, ab = k1 x cb = 1012.740 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1012739.699 = 23242.376 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 5382.080 kN

Pb = 23242.376 + 299.529 - 5382.080 = 18159.825 kN

Mb = Cc x 658.843 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 20054.394 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1104.328 mm, e = Mu/Pu = 3168.084 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 483.804 mm, a = k1 x c = 411.234 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 411233.706 = 9437.814 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 5382.080 kN

Pn = 9437.814 + 299.529 - 5382.080 = 4355.262 kN

Mn = Cc x 795.837 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13797.811 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=3168.078)| = 0.0059 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2166.67 - 100.00 = 2066.667 mm

c = 483.804 mm, a = k1 x c = 411.234 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2066.67-483.80) / 483.80 = 0.00982

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 44078.249 kN ≥ Pn = 4355.262 kN

ΦPn = 0.85 x 4355.262 = 3701.973 kN ≥ Pu = 2485.392 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 3.168 = 11728.161 kN.m ≥ Mu = 7873.931 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1819.10 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1819.10 = 1286.417 kN

≥ Vu (= 688.455 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 추가

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2000.000	100.000	1821.656	2775.792	7558.903	2723.152

㉯ 철근비 검토

As = 14669.600 ㎟ (인장중심 = 178.34 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 100.

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H29- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 794.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0077) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000.0 x 1000.0 = 45900000.0 N

Cs = As x fy = 5867840.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (45900000.0 x 1000.00 + 5867840.0 x 178.344 + 317760.0 x 1920.000) / 52085600.0

= 913.047 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1092.993 mm, ab = k1 x cb = 929.044 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 929044.391 = 21321.569 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 5867.840 kN

Pb = 21321.569 + 299.529 - 5867.840 = 15753.257 kN

Mb = Cc x 622.431 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 17883.932 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1135.253 mm, e = Mu/Pu = 2723.152 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 543.000 mm, a = k1 x c = 461.550 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 461549.942 = 10592.571 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 5867.840 kN

Pn = 10592.571 + 299.529 - 5867.840 = 5024.260 kN

Mn = Cc x 682.272 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13681.856 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2723.159) | = 0.0068 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 543.000 mm, a = k1 x c = 461.550 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-543.00) / 543.00 = 0.00750

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 41384.561 kN ≥ Pn = 5024.260 kN

ΦPn = 0.85 x 5024.260 = 4270.621 kN ≥ Pu = 2775.792 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.723 = 11629.549 kN.m ≥ Mu = 7558.903 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1821.66 = 1300.497 kN

≥ Vu (= 908.754 kN) , 전단보강 불필요.

㈜ TITLE : 우측벽체 중앙부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2000.000	80.000	1920.000	2775.792	982.149	353.827

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 17846.400 ㎟ (압축중심 = 200.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 100.(

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 300.00 (

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000.0 x 1000.0 = 45900000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 7138560.0 N

Xp = (45900000.0 x 1000.00 + 317760.0 x 80.000 + 7138560.0 x 1800.000) / 53356320.0

= 1101.553 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1152.000 mm, ab = k1 x cb = 979.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 979200.000 = 22472.640 kN, ∑Csi = 6728.985 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 22472.640 + 6728.985 - 317.760 = 28883.865 kN

Mb = Cc x 408.847 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 14212.312 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 492.050 mm, e = Mu/Pu = 353.827 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1485.352 mm, a = k1 x c = 1262.549 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1262548.828 = 28975.496 kN

∑Csi = 6728.985 kN, ∑Tsi = 139.476 kN

Pn = 28975.496 + 6728.985 - 139.476 = 35565.005 kN

Mn = Cc x 470.279 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12583.770 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=353.825) | = 0.0022 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 80.00 = 1920.000 mm

c = 1485.352 mm, a = k1 x c = 1262.549 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1920.00-1485.35) / 1485.35 = 0.00088

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

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 42342.811 kN ≥ Pn = 35565.005 kN

ΦPn = 0.78 x 35565.005 = 27859.254 kN ≥ Pu = 2775.792 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.354 = 9857.347 kN.m ≥ Mu = 982.149 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1920.00 = 1370.706 kN

≥ Vu (= 822.671 kN) , 전단보강 불필요.

㈜ TITLE : 우측벽체 하부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2000.000	100.000	1800.000	2775.792	8442.870	3041.608

㉯ 철근비 검토

As = 17846.400 mm² (인장중심 = 200.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 100.0

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 300.00

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000.0 x 1000.0 = 45900000.0 N

Cs = As x fy = 7138560.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (45900000.0 x 1000.00 + 7138560.0 x 200.000 + 317760.0 x 1920.000) / 53356320.0

= 898.447 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1080.000 mm, ab = k1 x cb = 918.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 918000.000 = 21068.100 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 7138.560 kN

Pb = 21068.100 + 299.529 - 7138.560 = 14229.069 kN

Mb = Cc x 642.553 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 18829.265 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1323.296 mm, e = Mu/Pu = 3041.608 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 608.389 mm, a = k1 x c = 517.131 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 517130.971 = 11868.156 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 7138.560 kN

Pn = 11868.156 + 299.529 - 7138.560 = 5029.124 kN

Mn = Cc x 639.881 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 15296.599 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=3041.603) | = 0.0048 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 608.389 mm, a = k1 x c = 517.131 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-608.39) / 608.39 = 0.00637

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 42342.811 kN ≥ Pn = 5029.124 kN

ΦPn = 0.85 x 5029.124 = 4274.756 kN ≥ Pu = 2775.792 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 3.042 = 13002.129 kN.m ≥ Mu = 8442.870 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1800.00 = 1285.037 kN

≥ Vu (= 774.620 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 중앙부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3972.0 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 중앙부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3972.0 ㎟ ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1436 × 0.0020 = 2872.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 1800.00 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 × 1436 × 1000 = 2154.00 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.00 ㎟ ≤ 3972.000 ㎟ ∴ O.K

8) 좌측벽체 : 상부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

9) 좌측벽체 : 추가

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

10) 좌측벽체 : 중앙부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

11) 좌측벽체 : 하부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

12) 우측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

13) 우측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

14) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

15) 우측벽체 : 하부

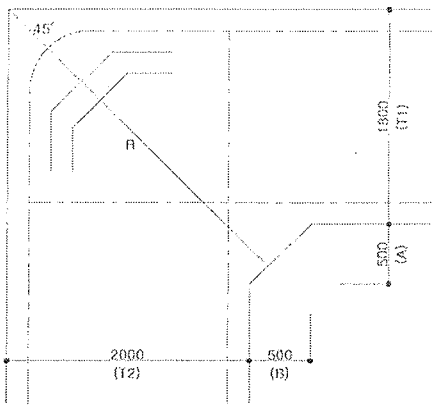
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 5555.786 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 5555.786 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 3040.559 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5139.200 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 5555.79 \times 10^6}{3040.559^2 \times 1000} = 3.005 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 5555.79 \times 10^6}{3040.559 \times 180} = 20302.501 \text{ mm}^2$$

Asb = 5139.200 mm²

Req'd As = As - Asb

= 20302.501 mm² - 5139.200 mm²

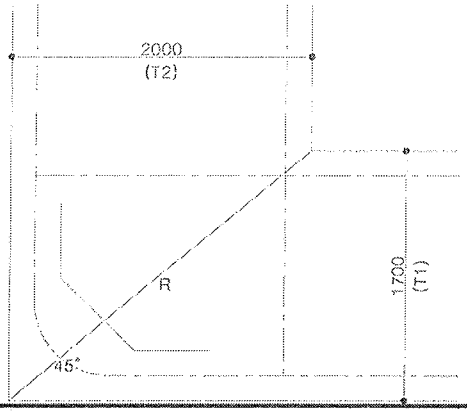
= 15163.301 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA . H29 - 8E . H29 - 8EA

∴ Total As = 15417.600 mm² > Req'd As (= 15163.301 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 6141.119 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 6141.119 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2624.881$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 9530.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 6141.12 \times 10^6}{2624.881^2 \times 1000} = 4.457 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 6141.12 \times 10^6}{2624.881 \times 180} = 25995.333 \text{ mm}^2$$

Asb = 9530.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 25995.333 mm² - 9530.400 mm²

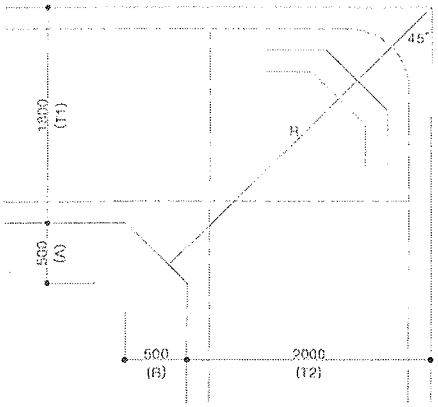
= 16464.933 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8E , H29 - 8EA

∴ Total As = 17846.400 mm² > Req'd As (= 16464.933 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 5541.442 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 5541.442 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 3040.559 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5139.200 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 5541.44 \times 10^6}{3040.559^2 \times 1000} = 2.997 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As. = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 5541.44 \times 10^6}{3040.559 \times 180} = 20250.084 \text{ mm}^2$$

Asb = 5139.200 mm²

Req'd As = As - Asb

= 20250.084 mm² - 5139.200 mm²

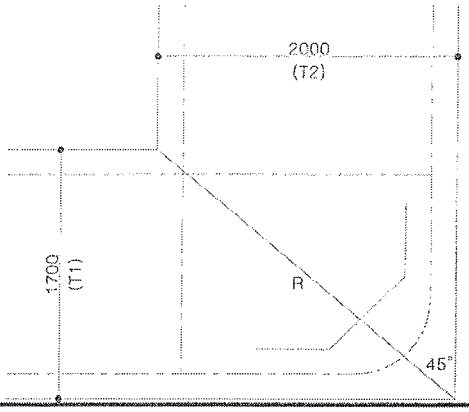
= 15110.884 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 8E , H29 - 8EA

∴ Total As = 15417.600 mm² > Req'd As (= 15110.884 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 6128.150 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 6128.150 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2624.881$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 9530.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 6128.15 \times 10^6}{2624.881^2 \times 1000} = 4.447 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 6128.15 \times 10^6}{2624.881 \times 180} = 25940.436 \text{ mm}^2$$

Asb = 9530.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 25940.436 mm² - 9530.400 mm²

= 16410.036 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8E , H29 - 8EA

∴ Total As = 17846.400 mm² > Req'd As (= 16410.036 mm²) ----------> O.K !!!

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	1787	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	141.804	O.K	1.13
		중앙부	2	1670	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	198.539	O.K	1.59
		우측	3	1787	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	142.848	O.K	1.14
하부슬래브	1경간	좌측	4	1500	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	162.297	O.K	1.30
		중앙부	5	1570	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	197.041	O.K	1.58
		우측	6	1500	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	163.306	O.K	1.31
		우측(배수 구단면)	6	1436	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	437.300	O.K	3.50
좌측벽체	1층	상부	7	1986	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	131.622	O.K	1.05
		추가	8	1822	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	141.921	O.K	1.14
		중앙부	9	1920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	10	1800	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	159.425	O.K	1.28
우측벽체	1층	상부	11	1986	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	132.516	O.K	1.06
		추가	12	1822	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	141.901	O.K	1.14
		중앙부	13	1920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	14	1800	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	160.207	O.K	1.28

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4625.072 x 1000000 / [12848.000 x (1786.667 - 484.050/3)]
= 221.485 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12848.000/1000.0 + 7x12848.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1786.7/(7x12848.000)]
= 484.050 mm

사용철근량 = 12848.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 221.49) - 2.5 x 85.50 = 141.80 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 221.49) = 284.44 mm
Sa는 작은 값인 141.80 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 141.80 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4229.964 x 1000000 / [12707.200 x (1670.000 - 463.324/3)]
= 219.641 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1670.0/(7x12707.200)]
= 463.324 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 219.64) - 2.5 x 64.00 = 198.54 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 219.64) = 286.83 mm
Sa는 작은 값인 198.54 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 198.54 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4611.533 x 1000000 / [12848.000 x (1786.667 - 484.050/3)]
= 220.837 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12848.000/1000.0 + 7x12848.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1786.7/(7x12848.000)]
= 484.050 mm

사용철근량 = 12848.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 220.84) - 2.5 x 85.50 = 142.85 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 220.84) = 285.28 mm
Sa는 작은 값인 142.85 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 142.85 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5358.082 x 1000000 / [19060.800 x (1500.000 - 513.165/3)]
= 211.525 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x19060.800/1000.0 + 7x19060.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1500.0/(7x19060.800)]
= 513.165 mm

사용철근량 = 19060.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 211.52) - 2.5 x 84.00 = 162.30 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 211.52) = 297.84 mm
Sa는 작은 값인 162.30 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 162.30 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3216.559 x 1000000 / [10278.400 x (1570.000 - 408.776/3)]
= 218.271 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1570.0/(7x10278.400)]
= 408.776 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 130.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 218.27) - 2.5 x 65.50 = 197.04 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 218.27) = 288.63 mm
Sa는 작은 값인 197.04 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 197.04 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5343.593 x 1000000 / [19060.800 x (1500.000 - 513.165/3)]
= 210.953 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x19060.800/1000.0 + 7x19060.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1500.0/(7x19060.800)]
= 513.165 mm

사용철근량 = 19060.8 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 210.95) - 2.5 x 84.00 = 163.31 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 210.95) = 298.65 mm
Sa는 작은 값인 163.31 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 163.31 mm) ∴ O.K

7) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2728.481 x 1000000 / [19060.800 x (1336.000 - 478.388/3)]
= 121.667 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x19060.800/1000.0 + 7x19060.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1336.0/(7x19060.800)]
= 478.388 mm

사용철근량 = 19060.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 121.67) - 2.5 x 84.00 = 437.26 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 121.67) = 517.81 mm
Sa는 작은 값인 437.26 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 437.26 mm) ∴ O.K

8) 좌측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5555.786 x 1000000 / [13455.200 x (1985.764 - 524.631/3)]
= 228.015 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x13455.200/1000.0 + 7x13455.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1985.8/(7x13455.200)]
= 524.631 mm

사용철근량 = 13455.2 mm² (철근도심 : 180.9 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 228.02) - 2.5 x 85.50 = 131.62 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 228.02) = 276.30 mm
Sa는 작은 값인 131.62 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 131.62 mm) ∴ O.K

9) 좌측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5413.561 x 1000000 / [14669.600 x (1821.656 - 517.527/3)]
= 223.772 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x14669.600/1000.0 + 7x14669.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1821.7/(7x14669.600)]
= 517.527 mm

사용철근량 = 14669.6 mm² (철근도심 : 178.3 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 223.77) - 2.5 x 84.00 = 141.92 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 223.77) = 281.54 mm
Sa는 작은 값인 141.92 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 141.92 mm) ∴ O.K

10) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6141.119 x 1000000 / [17846.400 x (1800.000 - 557.230/3)]
= 213.169 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x17846.400/1000.0 + 7x17846.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1800.0/(7x17846.400)]
= 557.230 mm

사용철근량 = 17846.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 213.17) - 2.5 x 84.00 = 159.42 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 213.17) = 295.54 mm
Sa는 작은 값인 159.42 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 159.42 mm) ∴ O.K

11) 우측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5541.442 x 1000000 / [13455.200 x (1985.764 - 524.631/3)]
= 227.427 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x13455.200/1000.0 + 7x13455.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1985.8/(7x13455.200)]
= 524.631 mm

사용철근량 = 13455.2 mm² (철근도심 : 180.9 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 227.43) - 2.5 x 85.50 = 132.52 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 227.43) = 277.01 mm
Sa는 작은 값인 132.52 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 132.52 mm) ∴ O.K

12) 우측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5413.861 x 1000000 / [14669.600 x (1821.656 - 517.527/3)]
= 223.784 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x14669.600/1000.0 + 7x14669.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1821.7/(7x14669.600)]
= 517.527 mm

사용철근량 = 14669.6 mm² (철근도심 : 178.3 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 223.78) - 2.5 x 84.00 = 141.90 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 223.78) = 281.52 mm
Sa는 작은 값인 141.90 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 141.90 mm) ∴ O.K

13) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6128.150 x 1000000 / [17846.400 x (1800.000 - 557.230/3)]
= 212.719 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x17846.400/1000.0 + 7x17846.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1800.0/(7x17846.400)]
= 557.230 mm

사용철근량 = 17846.4 mm² (철근도심 : 200.0 mm)

1단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

3단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 212.72) - 2.5 x 84.00 = 160.21 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 212.72) = 296.17 mm

Sa는 작은 값인 160.21 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 160.21 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 21.370 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.80 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 21.370 / 28

T = 0.763 m < 1.800 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

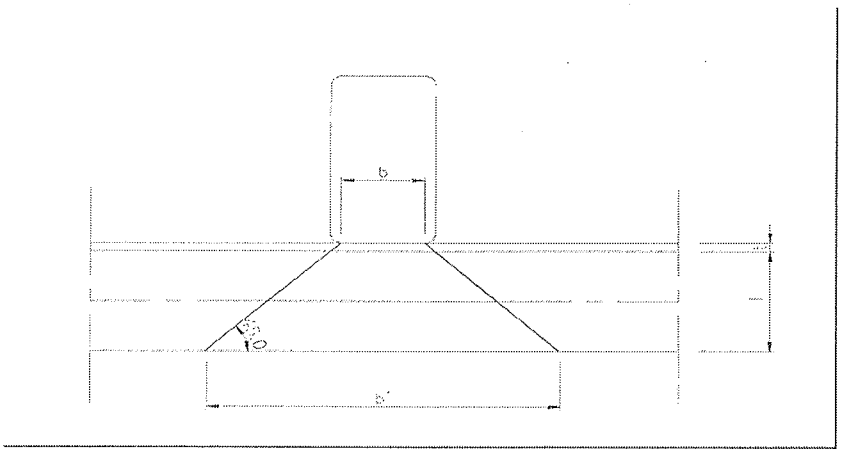
1) 고정하중

- 구체자중 = 2435.125 / 23.370 = 104.20 kN/m²
- 상부연직하중 = 97.315 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

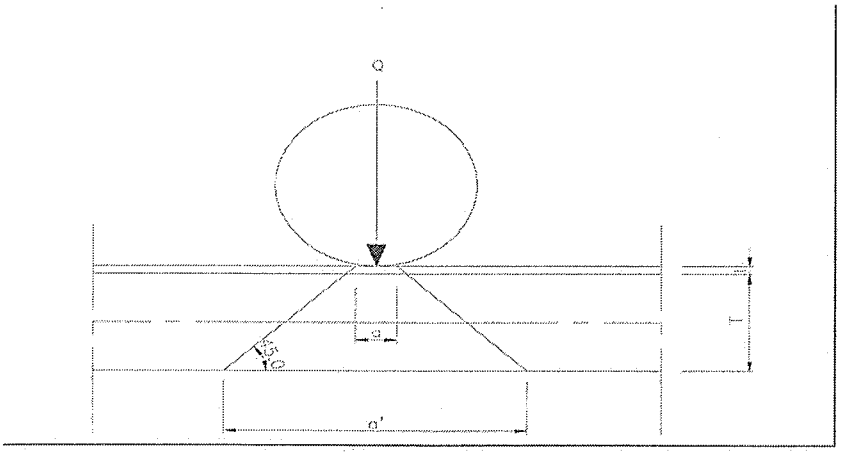


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 1700 mm (하부 슬래브 두께)

$b' = 0.500 + 2 \times (1.700 + 0.040) \times \cot 45°$

$= 3.980$ m



$a' = 0.200 + 2 \times (1.700 + 0.040) \times \cot 45°$

$= 3.680$ m

Qz = 96.0 / (3.980 × 3.68C 6.555 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 104.20 + 97.31 + 15.00 + 0.92 + 6.55

= 223.988 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 655.30 kN/m² ≥ Qmax = 223.99 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	23.372	×	1.800	×	25.000	=	1051.740	kN/m
- 하부슬래브	:	23.372	×	1.700	×	25.000	=	993.310	kN/m
- 벽체	:	2.000	×	3.840	×	25.000	=	192.000	kN/m
	:	2.000	×	3.840	×	25.000	=	192.000	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000	=	6.250	kN/m
- 포장	:	12.040	×	0.040	×	23.000	=	11.077	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	23.372	×	1.000	×	19.000	=	444.068	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	23.372	×	4.186	×	10.000	=	978.352	kN/m
- 수직수압	:	23.372	×	4.186	×	10.000	=	978.352	kN/m
						∴ Σ	=	4847.149	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 4.186 \times 19.000 + 4.186^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 60.837$ kN/m

∴ $\Sigma = 3.458 + 60.837 = 64.294$ kN/m

(3) 저항력

$R = 4847.149 + 64.294 = 4911.443$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 23.372 \times 11.526 \times 10.000$

$= 2693.857$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 4911.443 / 2693.857$

$= 1.823 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.4 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	23.372	×	1.800	×	25.000			=	1051.740	kN/m
- 하부슬래브	:	23.372	×	1.700	×	25.000			=	993.310	kN/m
- 벽체	:	2.000	×	3.840	×	25.000	×	2	=	384.000	kN/m
	:	2.000	×	3.840	×	25.000	×	2	=	384.000	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250	kN/m
- 포장	:	12.040	×	0.040	×	23.000			=	11.077	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	23.372	×	6.400	×	19.000			=	2842.035	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	23.372	×	-1.214	×	10.000			=	-283.736	kN/m
- 수직수압	:	23.372	×	-1.214	×	10.000			=	-283.736	kN/m
								∴ Σ	=	5104.940	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 6.400^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 141.628$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 6.400 \times -1.214 \times 19.000 + -1.214^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -51.048$ kN/m

∴ Σ = 141.628 + -51.048 = 90.580 kN/m

(3) 저항력

R = 5104.940 + 90.580 = 5195.520 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 23.372 × 6.126 × 10.000

= 1431.769 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 5195.520 / 1431.769

= 3.629 > 1.20 ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비

대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{993.310}{23.372 \times 10.000 \times 1.100} = 3.864 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.864 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{1185.310}{23.372 \times 10.000 \times 1.100} = 4.610 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.610 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{1191.560}{23.372 \times 10.000 \times 1.100} = 4.635 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.635 m 이하유지

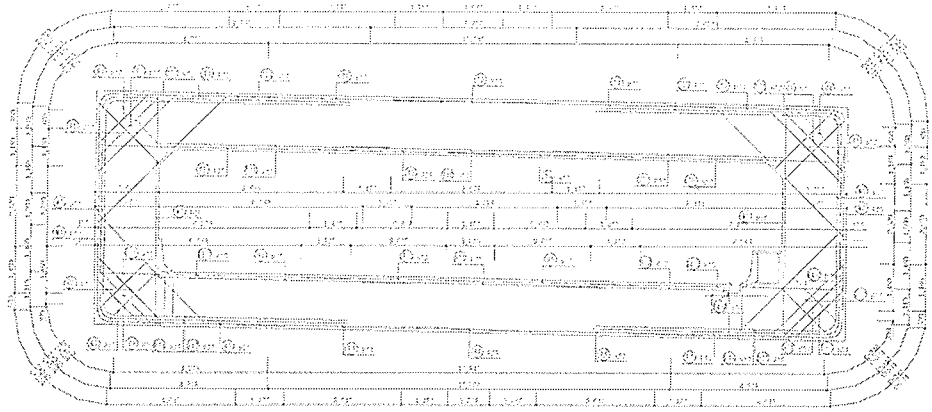
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{2435.300}{23.372 \times 10.000 \times 1.100} = 9.472 \text{ m}$$

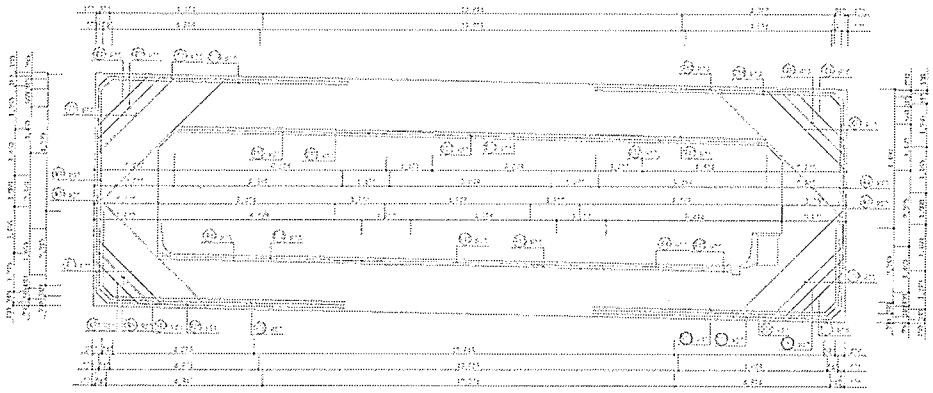
∴ 구조물 저면으로 부터 9.472 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)

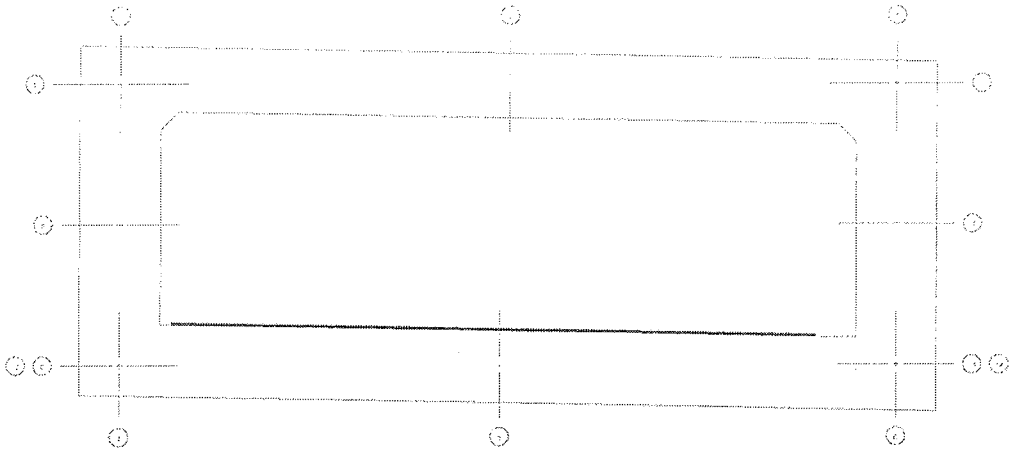


B11(앞)

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1773	8335	9817	14917	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	17846	1.18
		중앙부	2	1000	1654	6855	7413	13095	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	14256	1.08
		우측	3	1000	1773	8288	9817	14825	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	17846	1.18
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	1808	7339	8199	12722	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	14332	1.12
		중앙부	5	1000	1870	4793	7601	7824	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707	1.59
		우측	6	1000	1808	7294	8199	12639	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	14332	1.12
좌측벽체	1층	상부	7	1000	2173	10147	16883	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	19873	1.66
		추가1	8	1000	2024	7778	13614	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	15482	1.75
		중앙부	9	1000	2120	4334	5301	-	H25 - 4.0EA	16966	1.22
		하부	10	1000	2011	8525	14504	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	16966	1.70

우측벽체	1층	상부	11	1000	2173	10106	16903	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	19873	1.67
		추가1	12	1000	2024	7783	13987	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	15482	1.80
		중앙부	13	1000	2120	4334	5301	-	H25 - 4.0EA	16966	1.22
		하부	14	1000	2011	8482	14531	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	16966	1.71

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부슬래브	1경간	좌측	1	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	3	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측	4	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	5	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측	6	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		추가	8	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	9	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		하부	10	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
우측벽체	1층	상부	11	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		추가	12	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	13	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		하부	14	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1043.7	2282.5	2320.1	2.00	385.51	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	2	1074.1	215.5	1731.0	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	3	1043.7	2282.5	2320.1	2.00	385.51	H16	150	397.20	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	1174.1	1879.0	2610.0	2.00	194.99	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	1214.6	226.5	1957.4	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	1174.1	1874.6	2610.0	2.00	193.77	H16	150	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	1434.6	1226.1	1943.1	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	9	1536.4	1395.9	2073.7	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	10	1457.7	1854.4	1967.4	2.00	197.24	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	11	1434.6	1610.4	1943.1	2.00	87.58	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	13	1536.4	1395.9	2073.7	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	14	1457.7	1964.4	1967.4	2.00	251.92	H13	300	253.40	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	1773	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	164.819	O.K	1.32
		중앙부	2	1654	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	125	170.935	O.K	1.37
		우측	3	1773	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	166.680	O.K	1.33
하부슬래브	1경간	좌측	4	1808	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	133.633	O.K	1.07
		중앙부	5	1870	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	341.293	O.K	2.73
		우측	6	1808	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	135.604	O.K	1.09
좌측벽체	1층	상부	7	2173	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	168.943	O.K	1.35
		추가	8	2024	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	129.114	O.K	1.03
		중앙부	9	2120	H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	10	2011	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	133.467	O.K	1.07
우측벽체	1층	상부	11	2173	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	170.296	O.K	1.36
		추가	12	2024	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	128.894	O.K	1.03
		중앙부	13	2120	H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	14	2011	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	135.040	O.K	1.08

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 B11 (내공 : 19.069M × 5.94M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트(ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 7.324 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ= 0.500

9) 설계방법

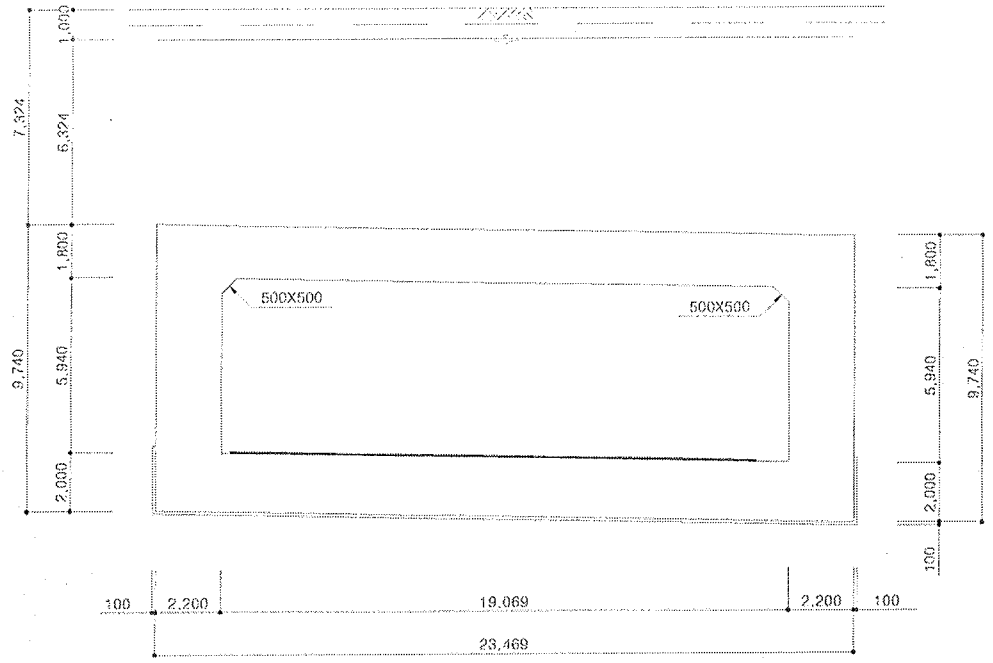
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준·해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정

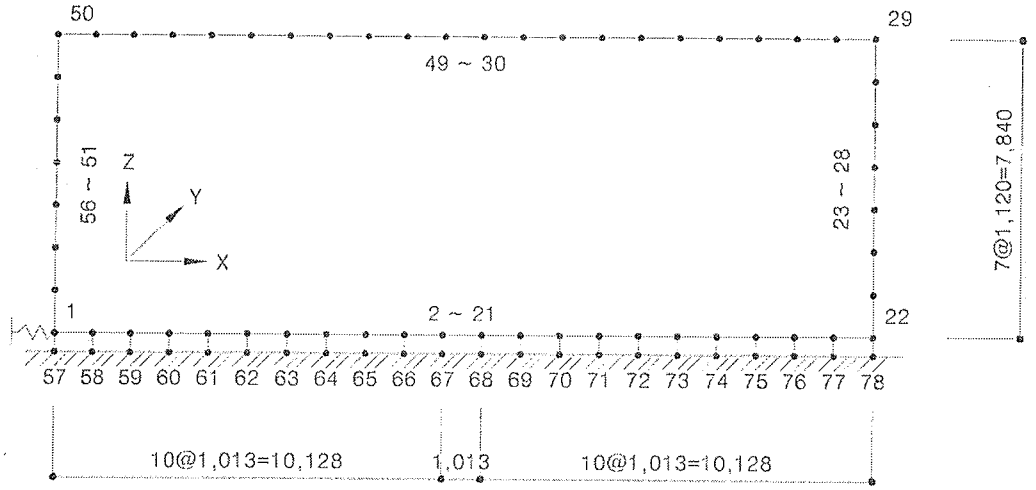

1,000
7,324
6,324
1,800
9,740
5,940
2,000
500X500
500X500
1,800
5,940
9,740
2,000
100
100
2,200
19,069
2,200
100
23,469

4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

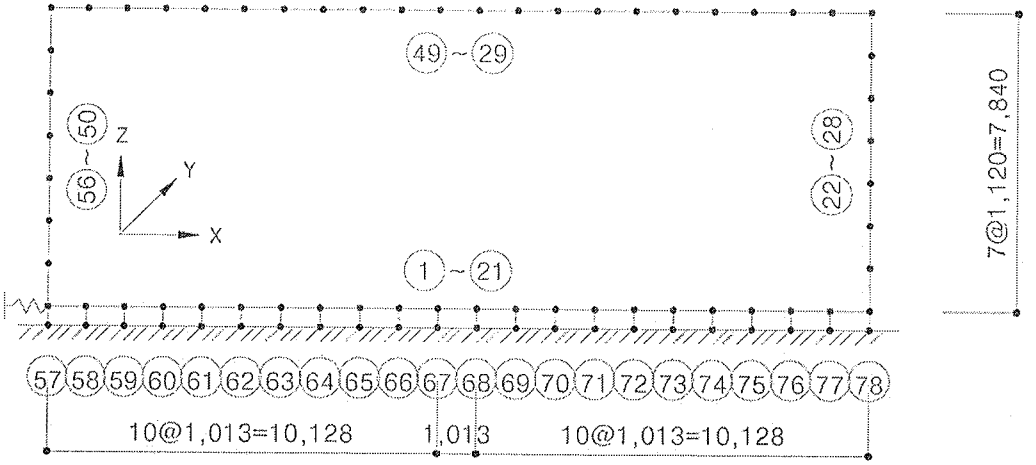
1) Modeling

본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.
이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삼도



② 부재삼도



2) 단면제원

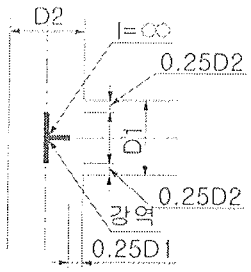
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	2.000 × 1.000	= 2.000	0.66667	1~21
2	2.200 × 1.000	= 2.200	0.88733	22~28,50~56
3	1.800 × 1.000	= 1.800	0.48600	29~49

3) 단면좌표

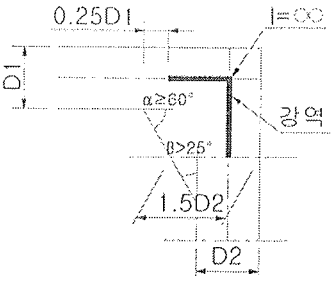
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	40	10.128	8.340
2	1.013	0.500	41	9.115	8.340
3	2.026	0.500	42	8.102	8.340
4	3.038	0.500	43	7.090	8.340
5	4.051	0.500	44	6.077	8.340
6	5.064	0.500	45	5.064	8.340
7	6.077	0.500	46	4.051	8.340
8	7.090	0.500	47	3.038	8.340
9	8.102	0.500	48	2.026	8.340
10	9.115	0.500	49	1.013	8.340
11	10.128	0.500	50	0.000	8.340
12	11.141	0.500	51	0.000	7.220
13	12.154	0.500	52	0.000	6.100
14	13.167	0.500	53	0.000	4.980
15	14.179	0.500	54	0.000	3.860
16	15.192	0.500	55	0.000	2.740
17	16.205	0.500	56	0.000	1.620
18	17.218	0.500	57	0.000	0.000
19	18.231	0.500	58	1.013	0.000
20	19.243	0.500	59	2.026	0.000
21	20.256	0.500	60	3.038	0.000
22	21.269	0.500	61	4.051	0.000
23	21.269	1.620	62	5.064	0.000
24	21.269	2.740	63	6.077	0.000
25	21.269	3.860	64	7.090	0.000
26	21.269	4.980	65	8.102	0.000
27	21.269	6.100	66	9.115	0.000
28	21.269	7.220	67	10.128	0.000
29	21.269	8.340	68	11.141	0.000
30	20.256	8.340	69	12.154	0.000
31	19.243	8.340	70	13.167	0.000
32	18.231	8.340	71	14.179	0.000
33	17.218	8.340	72	15.192	0.000
34	16.205	8.340	73	16.205	0.000
35	15.192	8.340	74	17.218	0.000
36	14.179	8.340	75	18.231	0.000
37	13.167	8.340	76	19.243	0.000
38	12.154	8.340	77	20.256	0.000
39	11.141	8.340	78	21.269	0.000

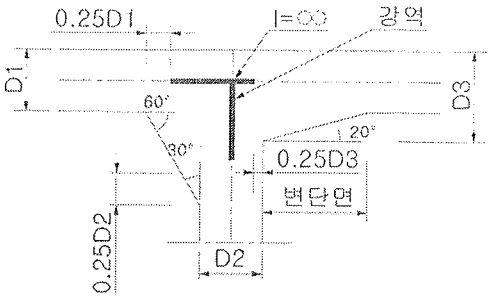
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 50 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 2200 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 700 ㎜

(2) 50 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (2200 × 500) / (2 × 500) = 300 ㎜

(3) 29 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 2200 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 700 ㎜

(4) 29 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (2200 × 500) / (2 × 500) = 300 ㎜

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2200 / 2 - 0.25 × 2000 = 600 ㎜

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2000 / 2 - 0.25 × 2200 = 450 ㎜

(7) 22 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2200 / 2 - 0.25 × 2000 = 600 ㎜

(8) 22 지점 - 슬래브 벽체 연결부

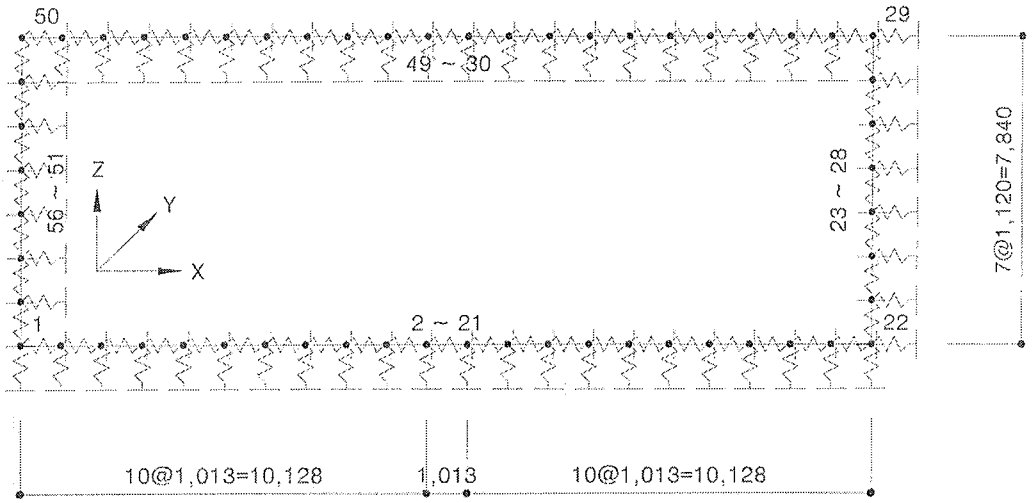
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2000 / 2 - 0.25 × 2200 = 450 ㎜

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

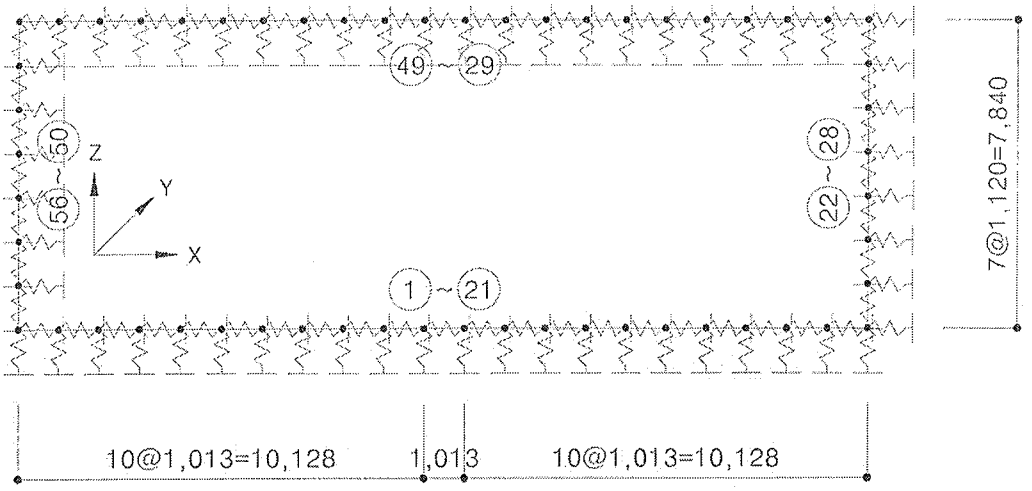
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

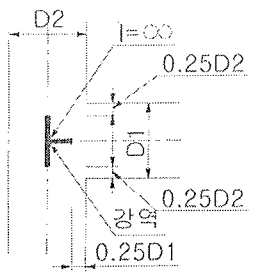
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	2.000 × 1.000	= 2.000	0.66667	1~21
2	2.200 × 1.000	= 2.200	0.88733	22~28,50~56
3	1.800 × 1.000	= 1.800	0.48600	29~49

3) 단면좌표

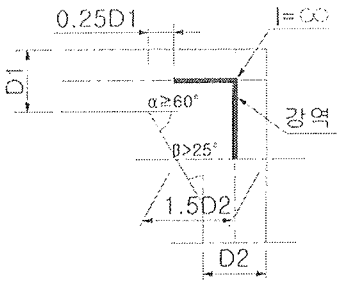
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	29	21.269	7.840
2	1.013	0.000	30	20.256	7.840
3	2.026	0.000	31	19.243	7.840
4	3.038	0.000	32	18.231	7.840
5	4.051	0.000	33	17.218	7.840
6	5.064	0.000	34	16.205	7.840
7	6.077	0.000	35	15.192	7.840
8	7.090	0.000	36	14.179	7.840
9	8.102	0.000	37	13.167	7.840
10	9.115	0.000	38	12.154	7.840
11	10.128	0.000	39	11.141	7.840
12	11.141	0.000	40	10.128	7.840
13	12.154	0.000	41	9.115	7.840
14	13.167	0.000	42	8.102	7.840
15	14.179	0.000	43	7.090	7.840
16	15.192	0.000	44	6.077	7.840
17	16.205	0.000	45	5.064	7.840
18	17.218	0.000	46	4.051	7.840
19	18.231	0.000	47	3.038	7.840
20	19.243	0.000	48	2.026	7.840
21	20.256	0.000	49	1.013	7.840
22	21.269	0.000	50	0.000	7.840
23	21.269	1.120	51	0.000	6.720
24	21.269	2.240	52	0.000	5.600
25	21.269	3.360	53	0.000	4.480
26	21.269	4.480	54	0.000	3.360
27	21.269	5.600	55	0.000	2.240
28	21.269	6.720	56	0.000	1.120

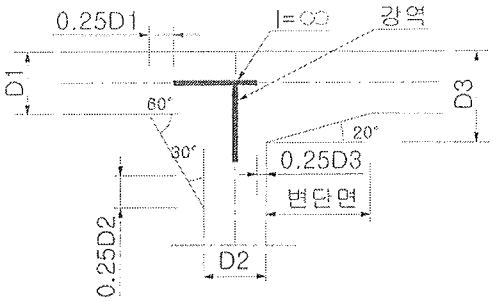
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 50 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 2200 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 700 ㎜

(2) 50 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (2200 × 500) / (2 × 500) = 300 ㎜

(3) 29 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 2200 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 700 ㎜

(4) 29 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (2200 × 500) / (2 × 500) = 300 ㎜

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2200 / 2 - 0.25 × 2000 = 600 ㎜

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2000 / 2 - 0.25 × 2200 = 450 ㎜

(7) 22 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2200 / 2 - 0.25 × 2000 = 600 ㎜

(8) 22 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2000 / 2 - 0.25 × 2200 = 450 ㎜

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 300000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × L = √(23.469 × 9.990) = 15.31 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 3000C = 1000000.0 kN/m³

Kv = 1000000.000 × (15.312 / 0.3)^(-3 / 4 = 52368.29 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (2.200/2 + 1.013/2) = 84125 kN/m	1.22
Kv2	Kv x (1.013/2 + 1.013/2) = 53039 kN/m	2~21
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	11

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 점토 섞인 실트(ML) (EL. : 9.850 ~ 0.850, N=11)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 11^(1/3) = 177.9 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 177.9 = 177.9 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 177.9^2 = 64523.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 64523.0 = 170340.7 kN/m^2

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 11^(1/3) = 177.9 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 177.9 = 142.3 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 142.3^2 = 41283.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 41283.0 = 108987.1 kN/m^2

(2) 자갈질 모래 콘크리트 (EL. : 0.850 ~ -1.150, N=14)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 14^(1/3) = 192.8 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 192.8 = 192.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 192.8^2 = 75784.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 75784.0 = 200069.8 kN/m^2

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 14^(1/3) = 192.8 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 192.8 = 154.2 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 154.2^2 = 48476.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 48476.0 = 127976.6 kN/m^2

(3) 자갈질 모래 콘크리트 (EL. : -1.150 ~ -1.750, N=18)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 18^(1/3) = 209.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 209.7 = 209.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 209.7^2 = 89652.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 89652.0 = 236681.3 kN/m^2

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 18^(1/3) = 209.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 209.7 = 167.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 167.8² = 57404.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 57404.0 = 151546.6 kN/m²

(4) 실트 섞인 자갈(GM) (EL. : -1.750 ~ -2.850, N=31)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 31^(1/3) = 251.3 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 251.3 = 251.3 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 251.3² = 128750.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 128750.0 = 339900.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 31^(1/3) = 251.3 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 251.3 = 201.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 201.0² = 82367.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 82367.0 = 217448.9 kN/m²

(5) 풍화암(WR) (EL. : -2.850 ~ -11.550, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 50^(1/3) = 294.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 294.7 = 294.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 294.7² = 177060.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 177060.0 = 467438.4 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 50^(1/3) = 294.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 294.7 = 235.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 235.8² = 113357.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 113357.0 = 299262.5 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제4토층 ,점토 섞인 실트(ML)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(23.469 × 9.990) = 15.312 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 170340.7 = 1135604.7 kN/m³

Kv = 1135604.670 × (15.312 / 0.3)^(-3 / 4) = 59469.68 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 59469.680 = 19823.23 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제8토층 , 풍화암(WR)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(23.469 × 9.990) = 15.312 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 467438.4 = 3116256.0 kN/m³

Kv = 3116256.000 × (15.312 / 0.3)^(-3 / 4) = 163193.01 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 163193.010 = 54397.67 kN/m³

(3) 측벽 : 제4토층 , 점토 섞인 실트(ML)

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(9.740 × 9.740) = 9.740 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 170340.7 = 1135604.7 kN/m³

Kh = 1135604.670 × (9.740 / 0.3)^(-3 / 4) = 83492.77 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 83492.770 = 27830.92 kN/m³

(4) 측벽 : 제5토층 , 자갈질 모래 콘크리트

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(9.740 × 9.740) = 9.740 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 200069.8 = 1333798.7 kN/m³

Kh = 1333798.670 × (9.740 / 0.3)^(-3 / 4) = 98064.54 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 98064.540 = 32688.18 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.013/2 + 1.013/2) = 60231 kN/m	30~49
Ksb1	Ksb x (1.013/2 + 1.013/2) = 20077 kN/m	

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.120/2 + 1.120/2) = 256610 kN/m	23~25,54~56
Kss1	Kss x (1.120/2 + 1.120/2) = 85537 kN/m	
Kh2	Kh x (1.120/2 + 1.120/2) = 186595 kN/m	26,53
Kss2	Kss x (1.120/2 + 1.120/2) = 62198 kN/m	
Kh3	Kh x (1.120/2 + 1.120/2) = 109832 kN/m	27~28,51,52
Kss3	Kss x (1.120/2 + 1.120/2) = 36611 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.013/2 + 1.013/2) = 165284 kN/m	2~21
Ksb1	Ksb x (1.013/2 + 1.013/2) = 55095 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (2.200/2 + 1.013/2) = 262154 kN/m	1,22
Ksb1	Kh x (1.120/2 + 2.000/2) = 357420 kN/m	
Kv2	Kv x (1.013/2 + 2.200/2) = 95532 kN/m	29,50
Ksb2	Kh x (1.120/2 + 1.800/2) = 121899 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제4토층 ,점토 섞인 실트(ML)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(23.469 × 9.990) = 15.312 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 108987.1 = 726580.7 kN/m³

Kv = 726580.670 × (15.312 / 0.3)^(-3 / 4) = 38049.79 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 38049.790 = 12683.26 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제8토층 , 풍화암(WR)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(23.469 × 9.990) = 15.312 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 299262.5 = 1995083.3 kN/m³

Kv = 1995083.330 × (15.312 / 0.3)^(-3 / 4) = 104479.11 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 104479.110 = 34826.37 kN/m³

(3) 측벽 : 제4토층 , 점토 섞인 실트(ML)

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(9.740 × 9.740) = 9.740 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 108987.1 = 726580.7 kN/m³

Kh = 726580.670 × (9.740 / 0.3)^(-3 / 4) = 53420.21 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 53420.210 = 17806.74 kN/m³

(4) 측벽 : 제5토층 , 자갈질 모래 콘크리트

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(9.740 × 9.740) = 9.740 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 127976.6 = 853177.3 kN/m³

Kh = 853177.330 × (9.740 / 0.3)^(-3 / 4) = 62727.94 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 62727.940 = 20909.31 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.013/2 + 1.013/2) = 38537 kN/m	30~49
Ksb1	Ksb x (1.013/2 + 1.013/2) = 12846 kN/m	

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.120/2 + 1.120/2) = 164286 kN/m	23~25,54~56
Kss1	Kss x (1.120/2 + 1.120/2) = 54762 kN/m	
Kh2	Kh x (1.120/2 + 1.120/2) = 119373 kN/m	26,53
Kss2	Kss x (1.120/2 + 1.120/2) = 39791 kN/m	
Kh3	Kh x (1.120/2 + 1.120/2) = 70255 kN/m	27~28,51,52
Kss3	Kss x (1.120/2 + 1.120/2) = 23418 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.013/2 + 1.013/2) = 105817 kN/m	2~21
Ksb1	Ksb x (1.013/2 + 1.013/2) = 35272 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (2.200/2 + 1.013/2) = 167836 kN/m	1,22
Ksb1	Kh x (1.120/2 + 2.000/2) = 228827 kN/m	
Kv2	Kv x (1.013/2 + 2.200/2) = 61123 kN/m	29,50
Ksb2	Kh x (1.120/2 + 1.800/2) = 77994 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

	성능 / 기준 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
설계지진	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수, I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	= 11.50	kN/m²
- 토 사	: 6.824 × 19.00	= 129.66	kN/m²
	∴ Total Wd1	= 141.16	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	= 11.50	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00	= 9.50	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 6.324 × 10.00	= 63.24	kN/m²
	∴ Total Wd2	= 84.24	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D.m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D.m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬레브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 7.324m

- Wl1 = 15.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 15.000 × 0.5(= 7.500 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 7.724 × 19.000) × 0.500 = 79.13 kN/m²
Wh2 = 79.131 + 1.120 × 19.000 × 0.500 = 89.77 kN/m²
Wh3 = 89.771 + 1.120 × 19.000 × 0.500 = 100.41 kN/m²
Wh4 = 100.411 + 1.120 × 19.000 × 0.500 = 111.05 kN/m²
Wh5 = 111.051 + 1.120 × 19.000 × 0.500 = 121.69 kN/m²
Wh6 = 121.691 + 1.120 × 19.000 × 0.500 = 132.33 kN/m²
Wh7 = 132.331 + 1.120 × 19.000 × 0.500 = 142.97 kN/m²
Wh8 = 142.971 + 1.120 × 19.000 × 0.500 = 153.61 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 7.224 × = 46.62 kN/m²
Wh2 = 46.622 + 1.120 × 10.000 × 0.500 = 52.22 kN/m²
Wh3 = 52.222 + 1.120 × 10.000 × 0.500 = 57.82 kN/m²
Wh4 = 57.822 + 1.120 × 10.000 × 0.500 = 63.42 kN/m²
Wh5 = 63.422 + 1.120 × 10.000 × 0.500 = 69.02 kN/m²
Wh6 = 69.022 + 1.120 × 10.000 × 0.500 = 74.62 kN/m²
Wh7 = 74.622 + 1.120 × 10.000 × 0.500 = 80.22 kN/m²
Wh8 = 80.222 + 1.120 × 10.000 × 0.500 = 85.82 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 6.324 × 10.000 = 63.24 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 7.224 × 10.000 = 72.24 kN/m²
Ww3 = 72.243 + 1.120 × 10.000 = 83.44 kN/m²
Ww4 = 83.443 + 1.120 × 10.000 = 94.64 kN/m²
Ww5 = 94.643 + 1.120 × 10.000 = 105.84 kN/m²
Ww6 = 105.843 + 1.120 × 10.000 = 117.04 kN/m²
Ww7 = 117.043 + 1.120 × 10.000 = 128.24 kN/m²
Ww8 = 128.243 + 1.120 × 10.000 = 139.44 kN/m²
Ww9 = 139.443 + 1.120 × 10.000 = 150.64 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww10 = (7.324 + 9.740 - 1.000) × 10.000 = 160.64 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
점토섞인모래(SC)	2.339	127.000	101.600	20.000	0.074	0.092
실트섞인점토(CL)	2.600	136.800	109.400	20.000	0.076	0.095
점토섞인모래(SC)	1.600	172.400	137.900	20.000	0.037	0.046
점토섞인실트(ML)	2.000	177.900	142.300	20.000	0.045	0.056
자갈질모래콘크리트	2.000	192.800	154.200	20.000	0.041	0.052
자갈질모래콘크리트	0.600	209.700	167.800	20.000	0.011	0.014
실트섞인자갈(GM)	1.100	251.300	201.000	20.000	0.018	0.022
풍화암(WR)	8.700	294.700	235.800	20.000	0.118	0.148
연암(SR)	9.061	248.600	198.900	20.000	0.146	0.182
계					0.566	0.707

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.566 = 0.707	1.25 Tg' = 1.25 × 0.707 = 0.884

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

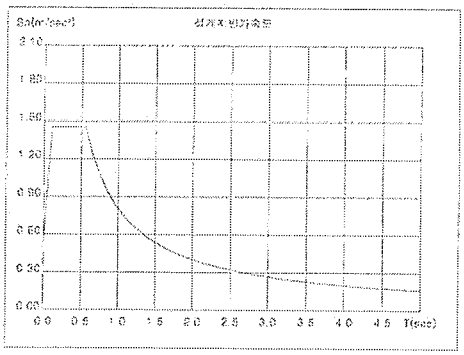
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- $0 \le Tg < To$ 일때 $Sa = [Ca+(2.5\times Ca-Ca)/To\times Tg]\times g\times I\times Cd$ - $To \le Tg < Ts$ 일때 $Sa = 2.5\times Ca\times g\times I\times Cd$ - $Tg \ge Ts$ 일때 $Sa = Cv\times g\times I\times Cd/Tg = 1.139\ m/s^2$	- $0 \le Tg < To$ 일때 $Sa = [Ca+(2.5\times Ca-Ca)/To\times Tg]\times g\times I\times Cd$ - $To \le Tg < Ts$ 일때 $Sa = 2.5\times Ca\times g\times I\times Cd$ - $Tg \ge Ts$ 일때 $Sa = Cv\times g\times I\times Cd/Tg = 1.865\ m/s^2$

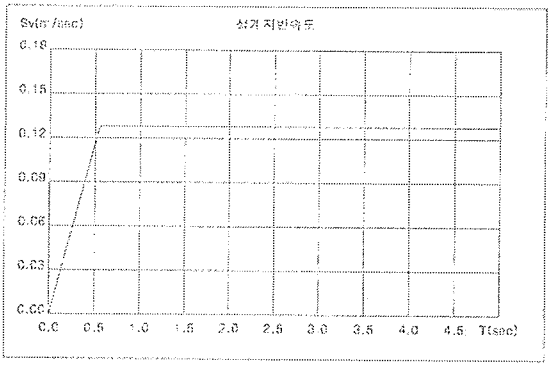
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
$Sv = Tg/2\pi \times Sa = 0.707 / 2\pi \times 1.139$ $= 0.128\ m/s$	$Sv = Tg/2\pi \times Sa = 0.884 / 2\pi \times 1.865$ $= 0.262\ m/s$

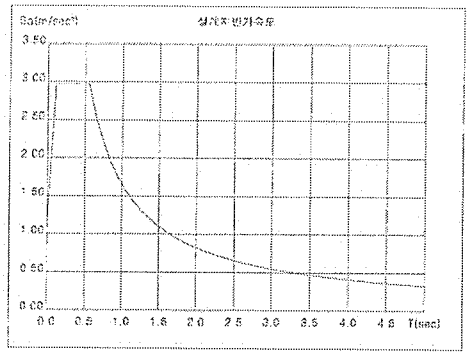
6) 설계응답 응답스펙트럼

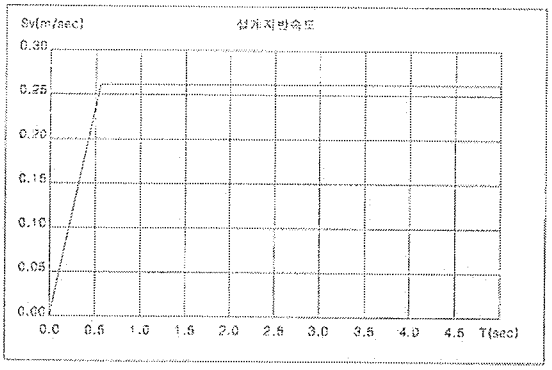
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 8.224 m
- 하부슬래브 EL. = 16.064 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.707 \times \cos(\pi \times 8.224 / (2 \times 30.000)) = 0.016664$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.707 \times \cos(\pi \times 16.064 / (2 \times 30.000)) = 0.012225$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.884 \times \cos(\pi \times 8.224 / (2 \times 30.000)) = 0.042649$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.884 \times \cos(\pi \times 16.064 / (2 \times 30.000)) = 0.031288$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 19823.230 \times (0.016664 - 0.012225)$ $= 87.995\ kN/m^2$	$Po = 12683.260 \times (0.042649 - 0.031288)$ $= 144.095\ kN/m^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
8.224	83492.770	0.016664	0.004439	370.624
9.344	98064.540	0.016187	0.003962	388.532
10.464	98064.540	0.015654	0.003429	336.263
11.584	166602.540	0.015067	0.002842	473.484
12.704	229115.700	0.014429	0.002204	504.971
13.824	229115.700	0.013741	0.001516	347.339
14.944	229115.700	0.013005	0.000780	178.710
16.064	229115.700	0.012225	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
8.224	53420.210	0.042649	0.011361	606.907
9.344	62727.940	0.041428	0.010140	636.061
10.464	62727.940	0.040064	0.008776	550.500
11.584	106582.940	0.038562	0.007274	775.284
12.704	146684.010	0.036928	0.005640	827.298
13.824	146684.010	0.035166	0.003878	568.841
14.944	146684.010	0.033284	0.001996	292.781
16.064	146684.010	0.031288	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

Uh1 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zu/(2 × H))

Uh2 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zb/(2 × H))

구분	기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
Vu	64523.000 × 0.000355 = 22.910	41283.000 × 0.000908 = 37.480
Vb	177060.000 × 0.000681 = 120.580	113357.000 × 0.001743 = 197.580
Vs	(22.910 + 120.580) / 2 = 71.750	(37.480 + 197.580) / 2 = 117.530

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
fu = 1.800×25.000×0.074×(1 - 0.015×7.224) = 2.969	fu = 1.800×25.000×0.182×(1 - 0.015×7.224) = 7.303

② 하부슬래브

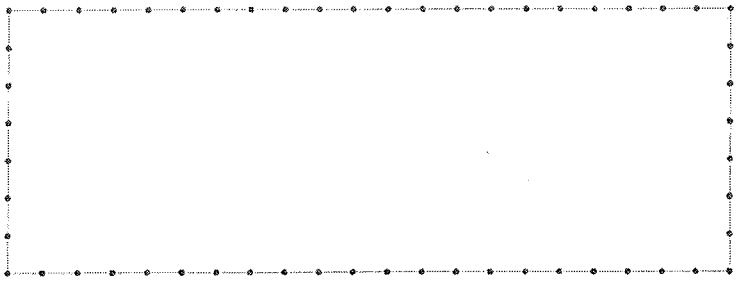
기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
fb = 2.000×25.000×0.074×(1 - 0.015×15.064) = 2.864	fb = 2.000×25.000×0.182×(1 - 0.015×15.064) = 7.044

③ 측벽

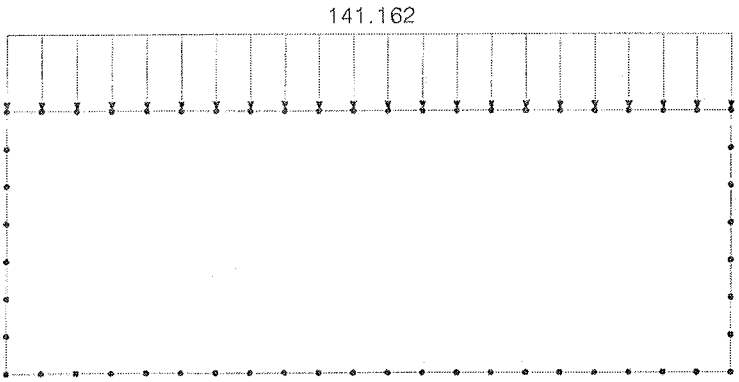
기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
f1 = 2.200×25.000×0.074×(1-0.015×7.224) = 3.629	f1 = 2.200×25.000×0.182×(1-0.015×7.224) = 8.925
f2 = 2.200×25.000×0.074×(1-0.015×8.344) = 3.561	f2 = 2.200×25.000×0.182×(1-0.015×8.344) = 8.757
f3 = 2.200×25.000×0.074×(1-0.015×9.464) = 3.492	f3 = 2.200×25.000×0.182×(1-0.015×9.464) = 8.589
f4 = 2.200×25.000×0.074×(1-0.015×10.584) = 3.424	f4 = 2.200×25.000×0.182×(1-0.015×10.584) = 8.421
f5 = 2.200×25.000×0.074×(1-0.015×11.704) = 3.355	f5 = 2.200×25.000×0.182×(1-0.015×11.704) = 8.253
f6 = 2.200×25.000×0.074×(1-0.015×12.824) = 3.287	f6 = 2.200×25.000×0.182×(1-0.015×12.824) = 8.084
f7 = 2.200×25.000×0.074×(1-0.015×13.944) = 3.219	f7 = 2.200×25.000×0.182×(1-0.015×13.944) = 7.916
f8 = 2.200×25.000×0.074×(1-0.015×15.064) = 3.150	f8 = 2.200×25.000×0.182×(1-0.015×15.064) = 7.748

10. 하 중 재 하 (상시)

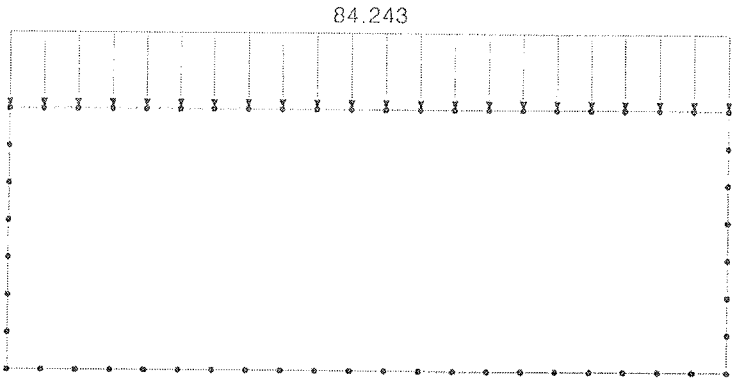
1) CASE1 - 구체자중(SW)



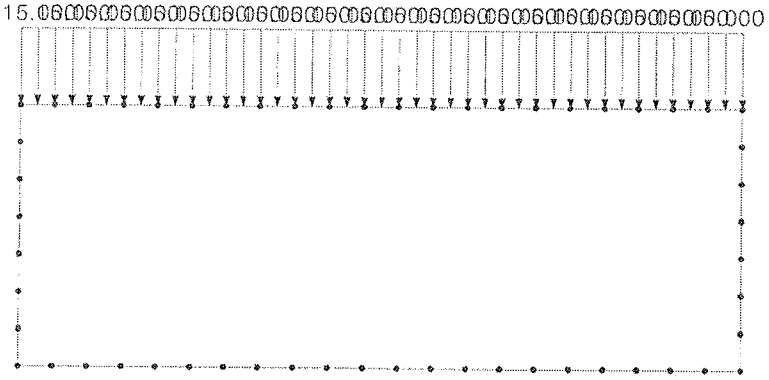
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



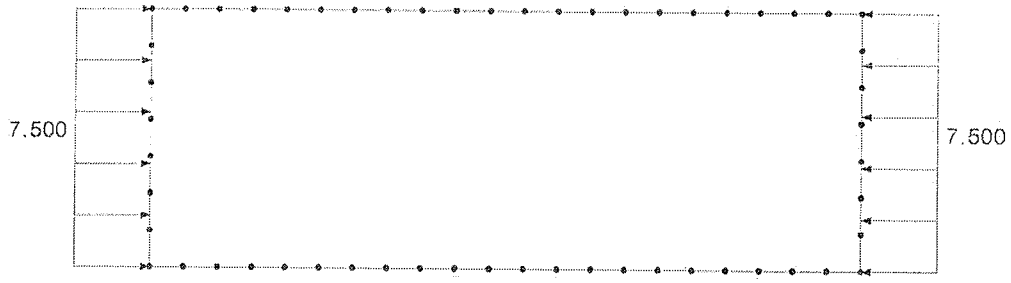
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



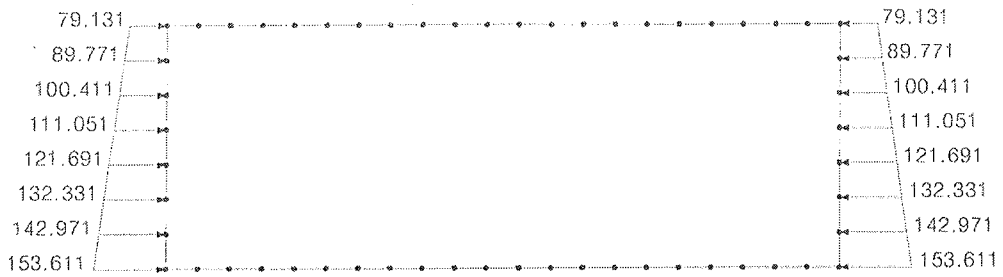
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



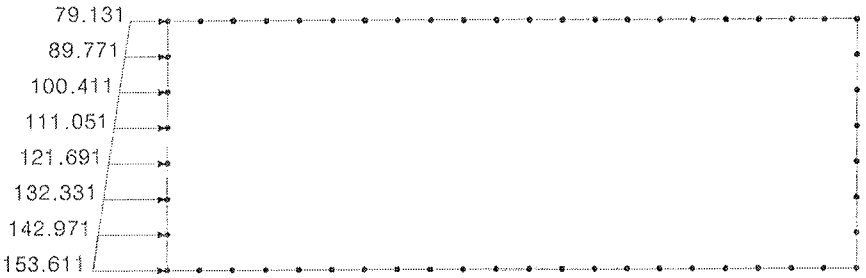
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



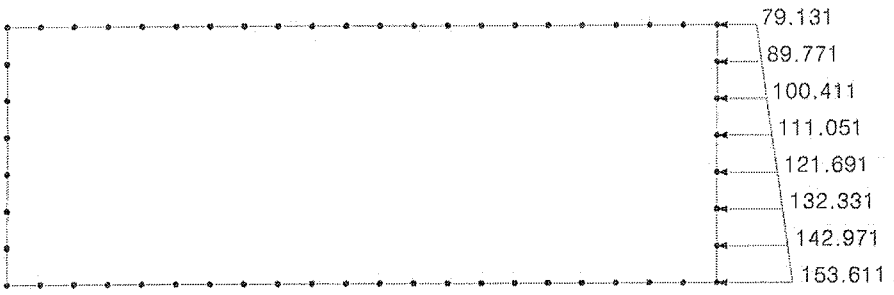
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



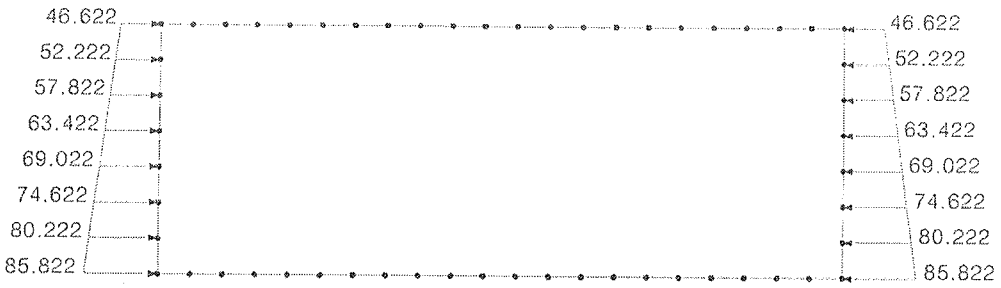
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



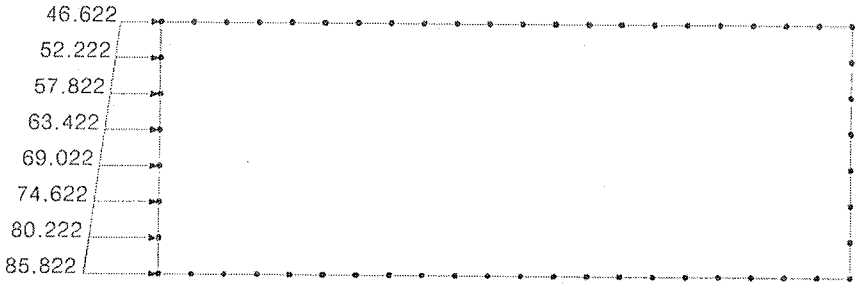
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



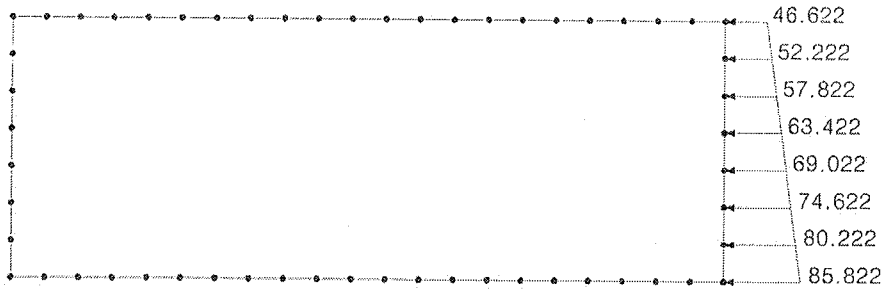
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



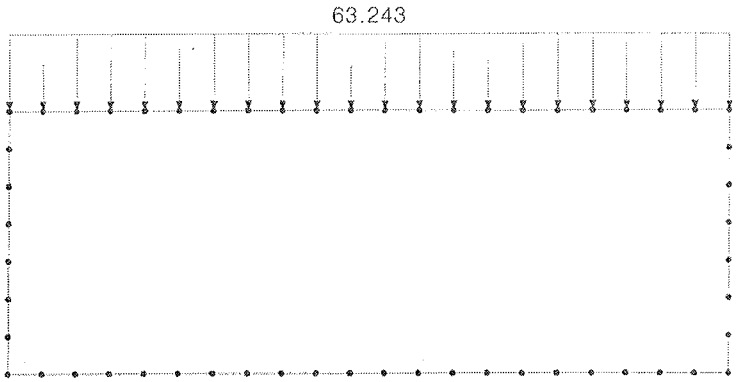
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



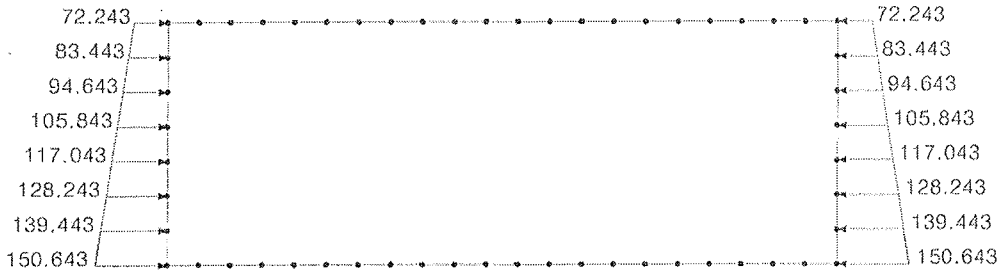
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



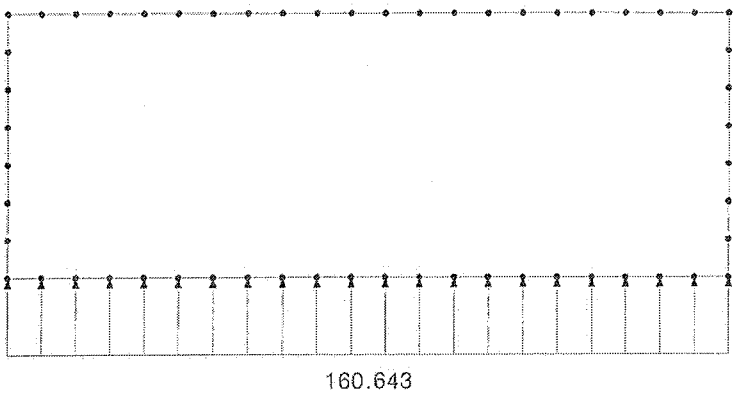
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



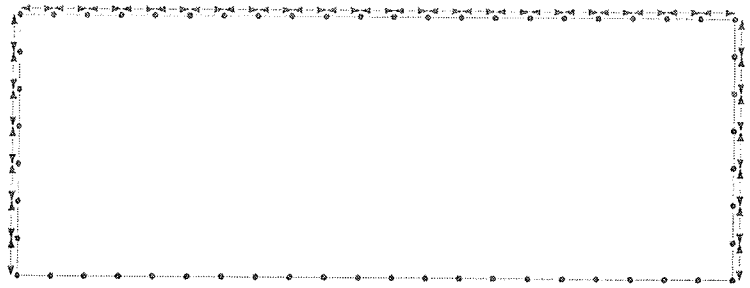
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



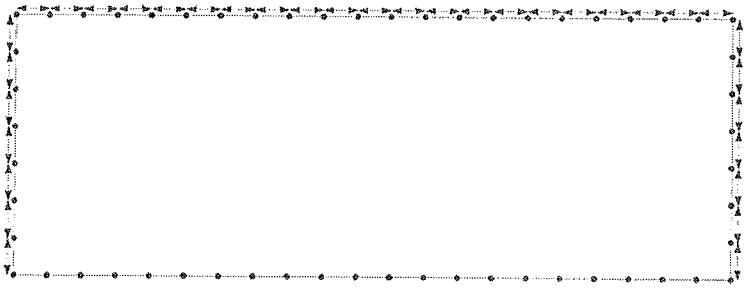
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



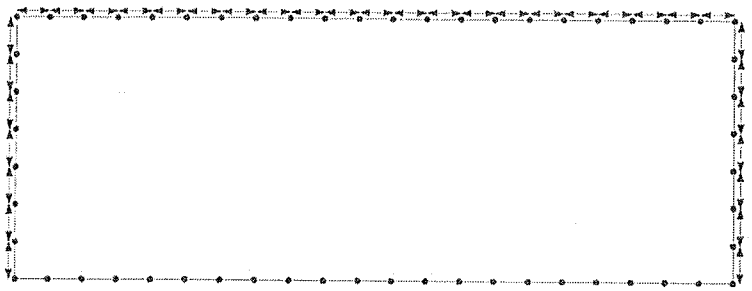
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

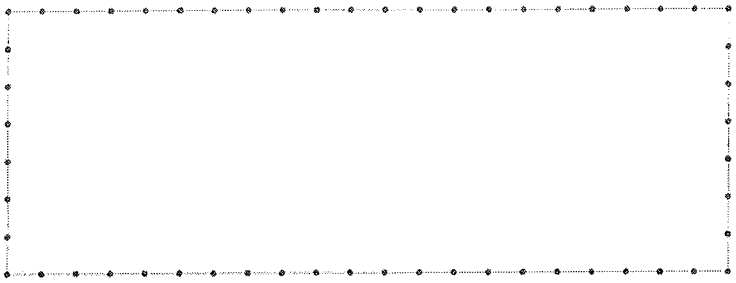


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

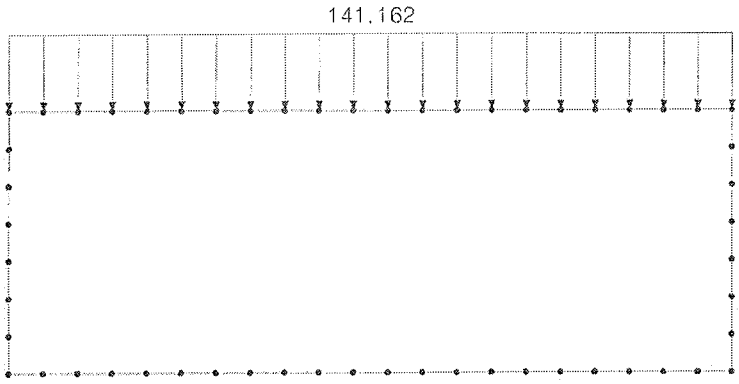


11. 하중 재하 (기능수행)

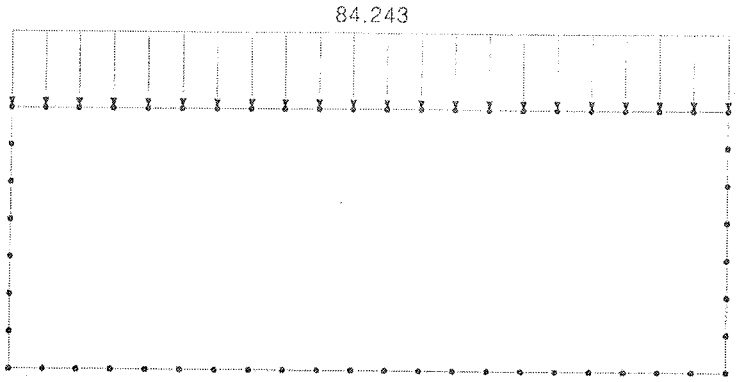
1) CASE1 - 구체자중(SW)



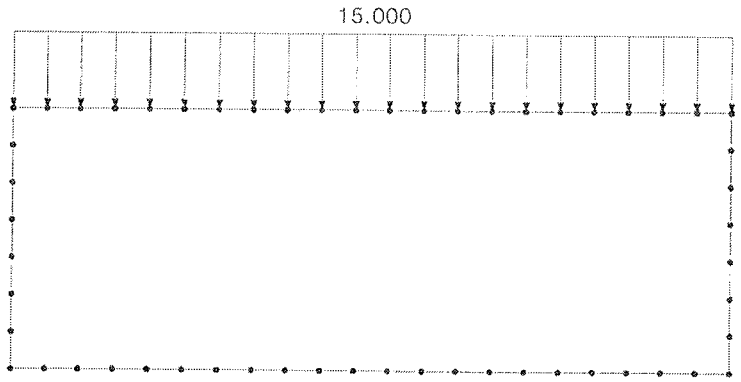
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



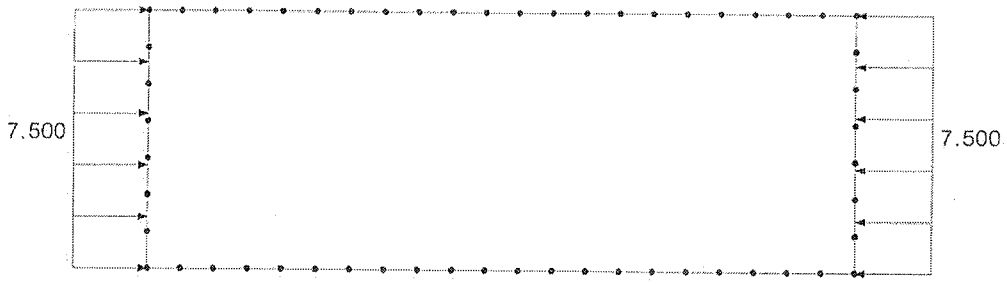
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



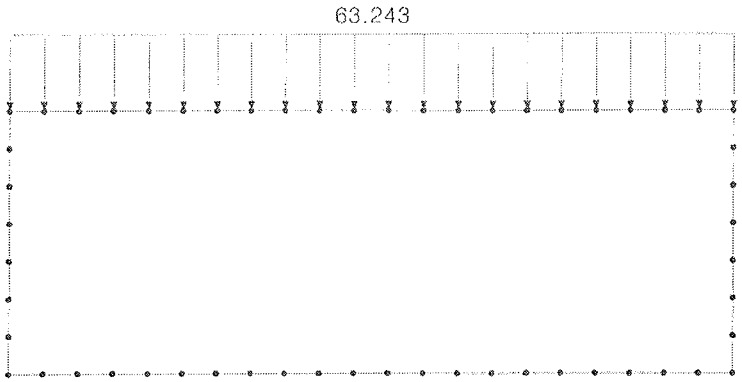
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



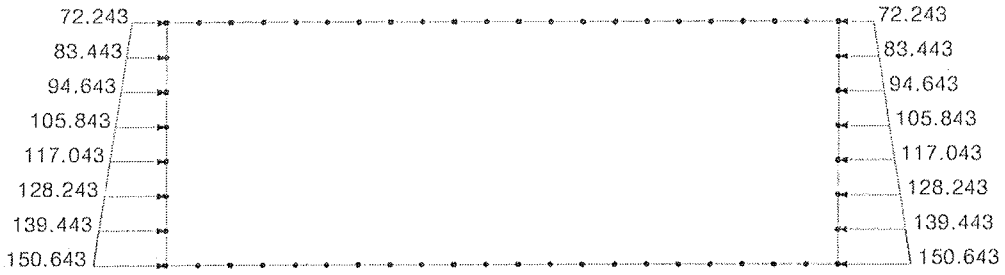
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



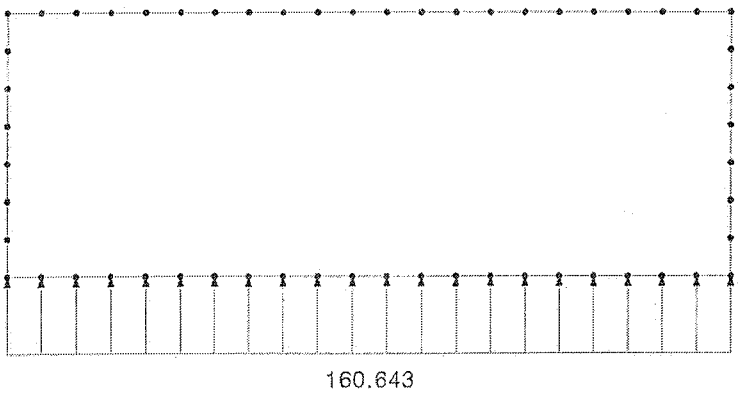
6) CASE6 - 연직수압(WATERV)



7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

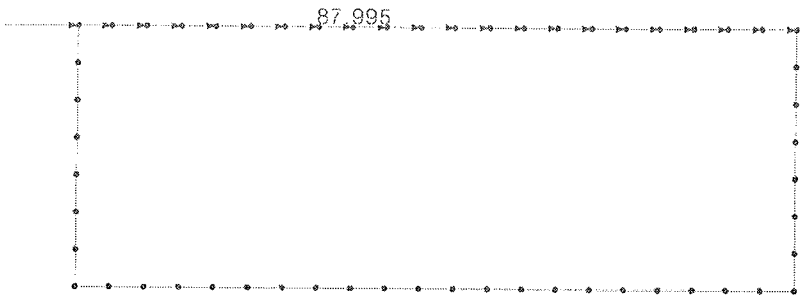


8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)

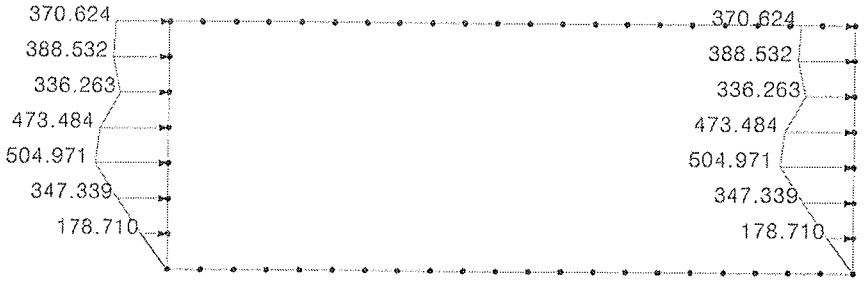


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

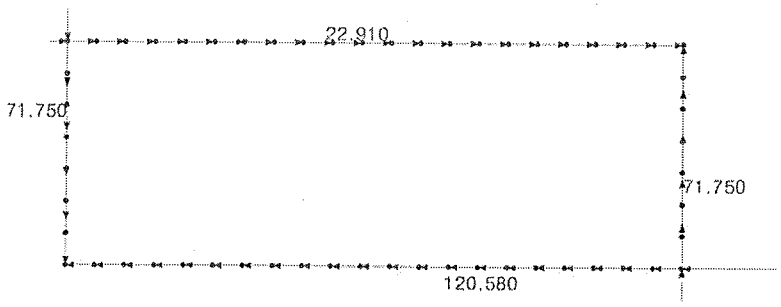
9) CASE9 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



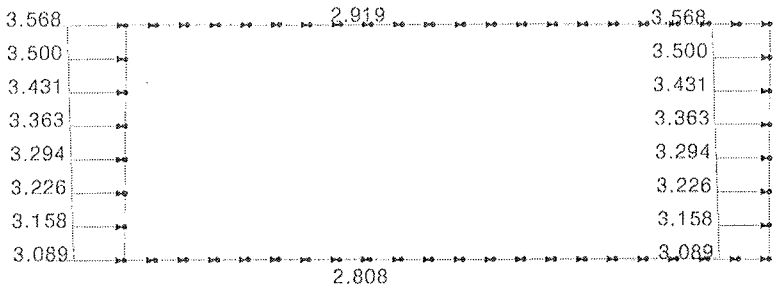
10) CASE10 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



11) CASE11 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

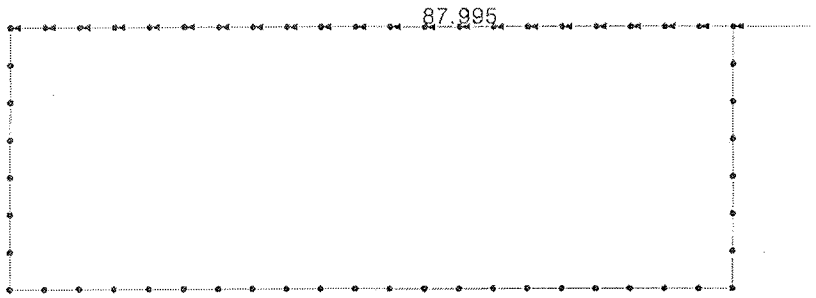


12) CASE12 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

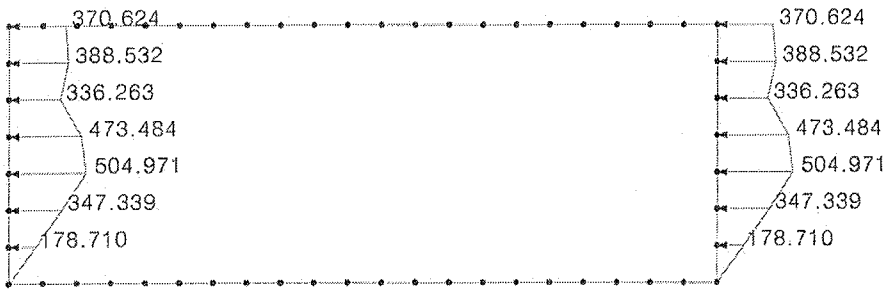


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

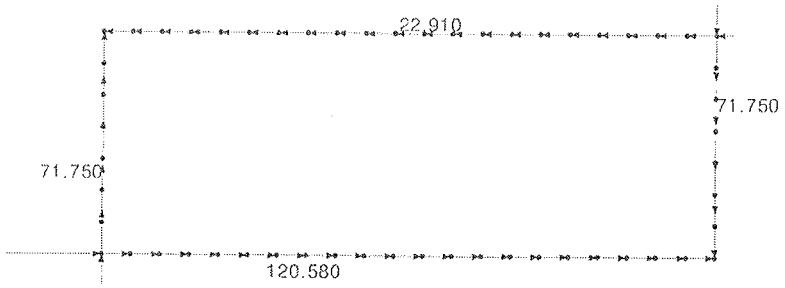
13) CASE13 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



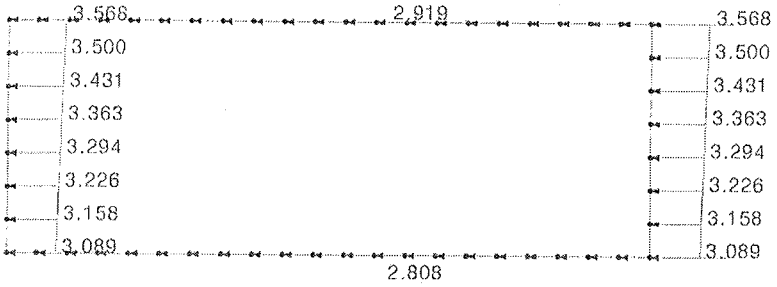
14) CASE14 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



15) CASE15 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

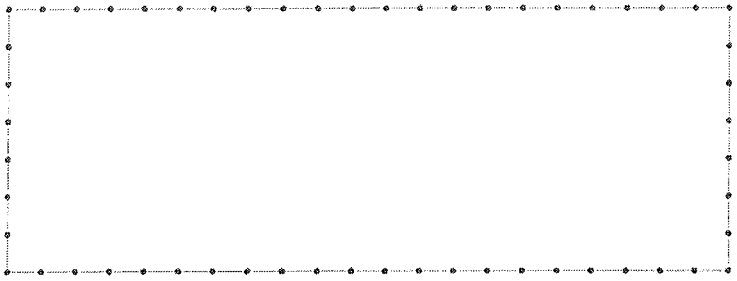


16) CASE16 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

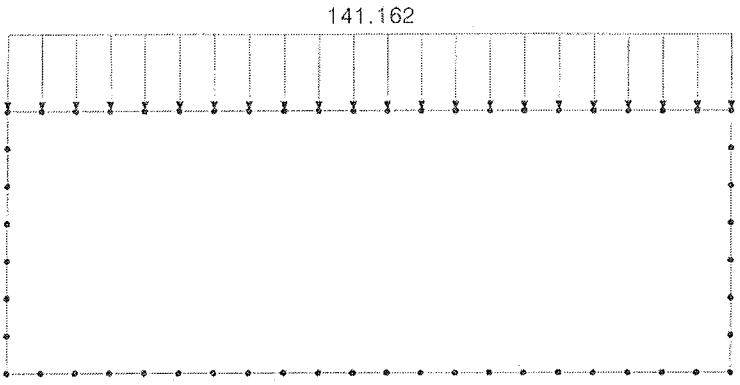


12. 하중 재하 (붕괴방지)

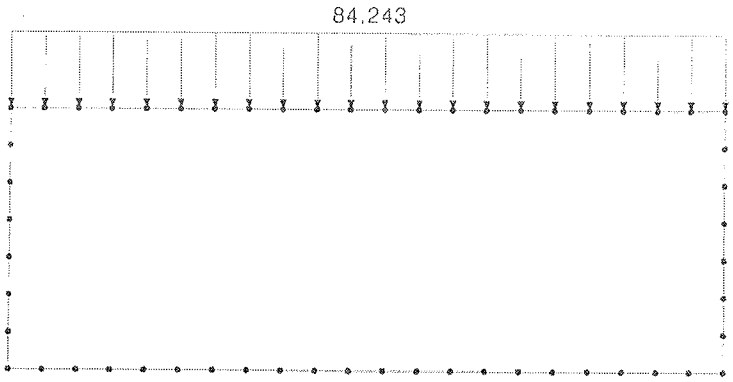
1) CASE1 - 구체자중(SW)



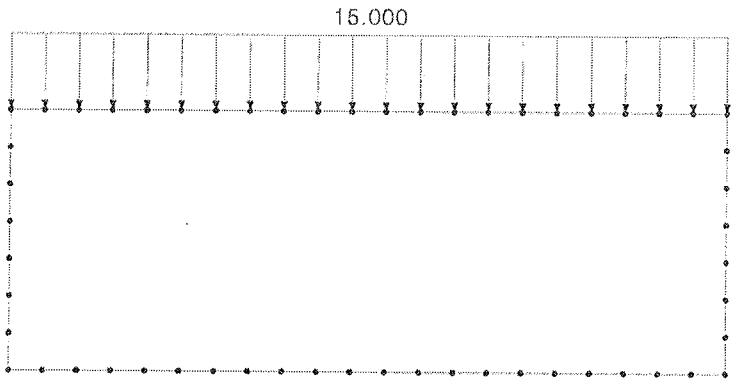
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



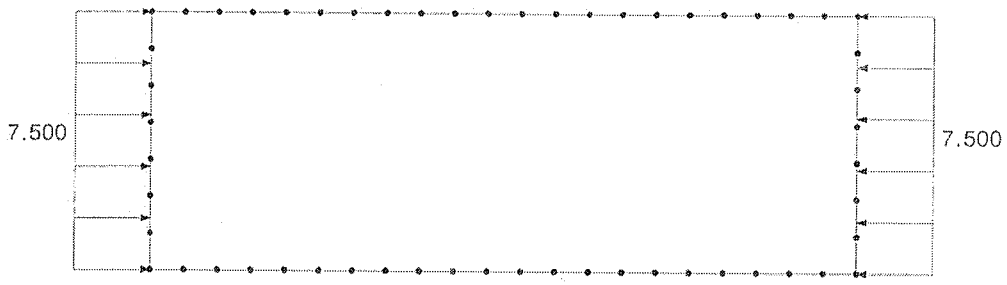
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



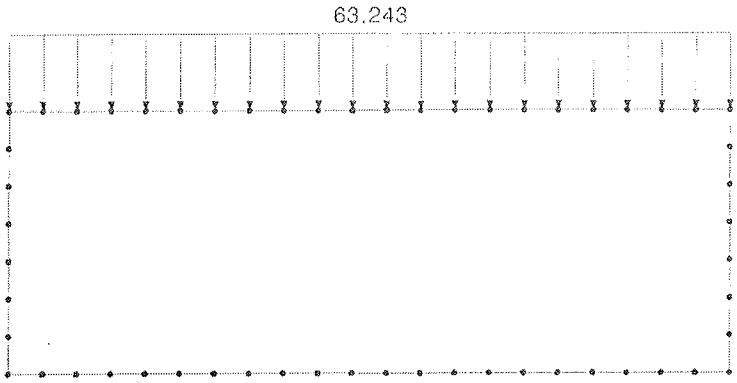
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



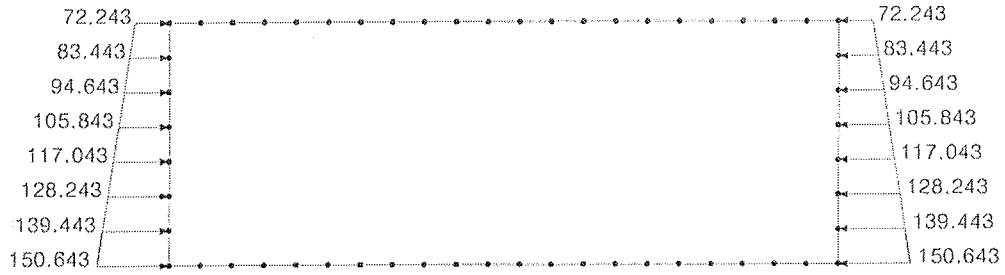
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



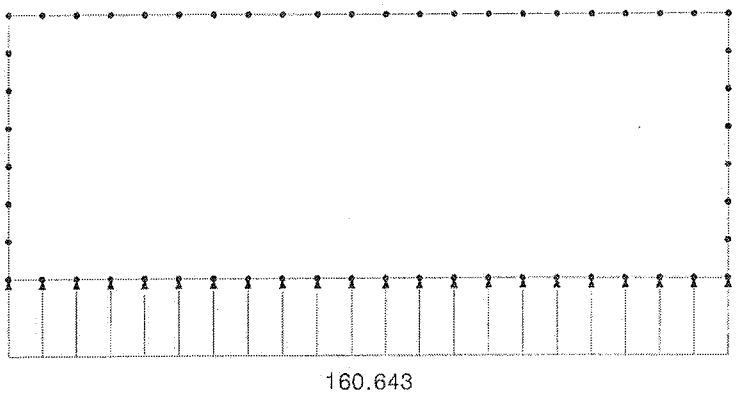
6) CASE6 - 연직수압(WATERV)



7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

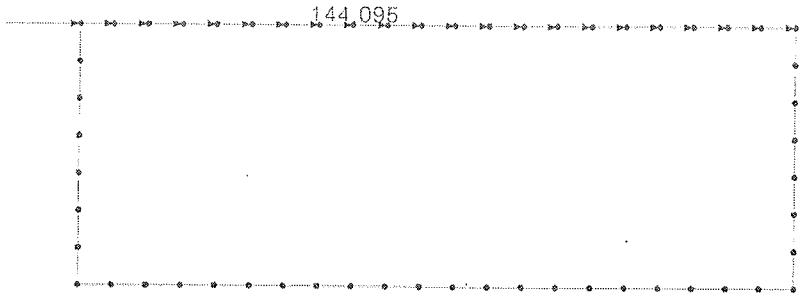


8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)

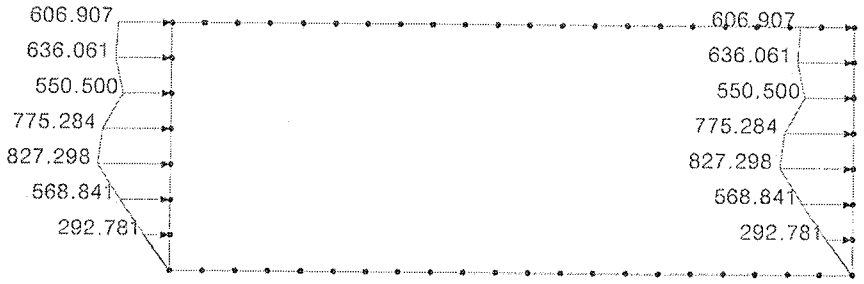


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

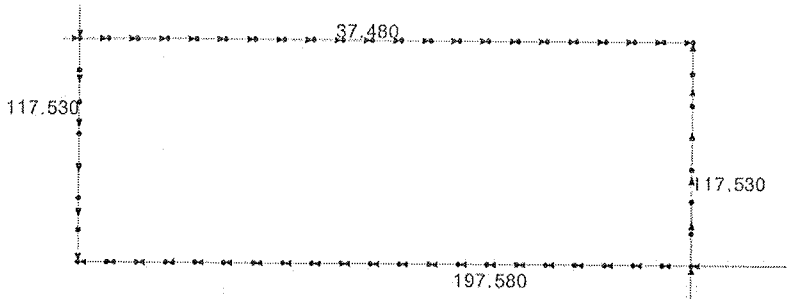
9) CASE9 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



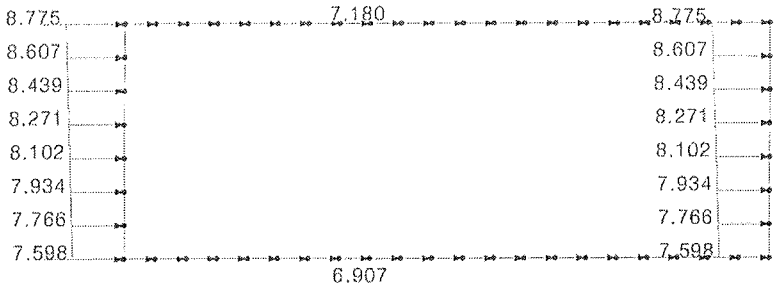
10) CASE10 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



11) CASE11 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

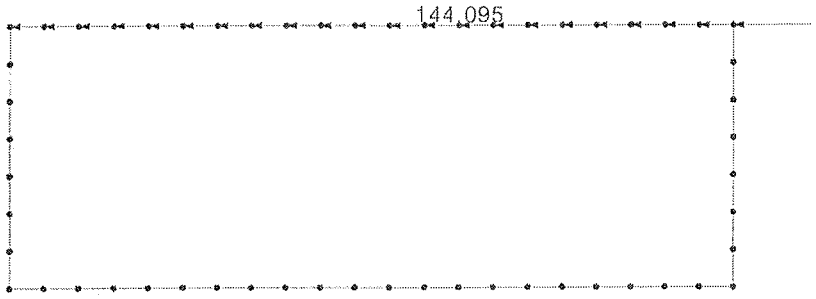


12) CASE12 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

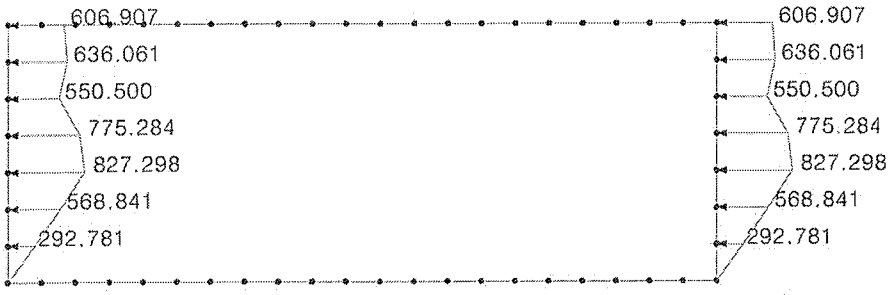


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

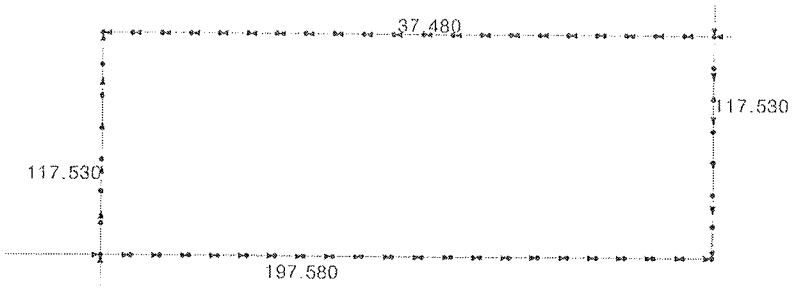
13) CASE13 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



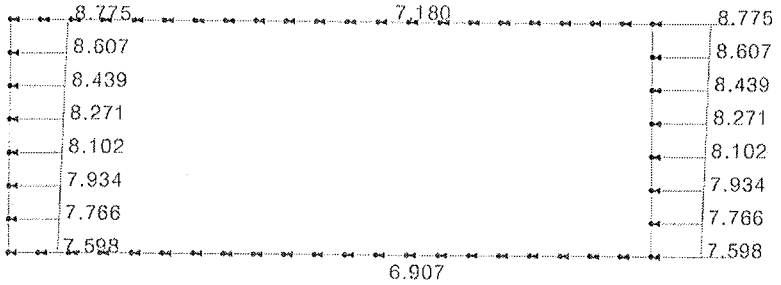
14) CASE14 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



15) CASE15 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



16) CASE16 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.875, h = 7.324 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	1.400	●
LC7	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	1.400	●
LC8	0.900	0.900		1.600		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	●

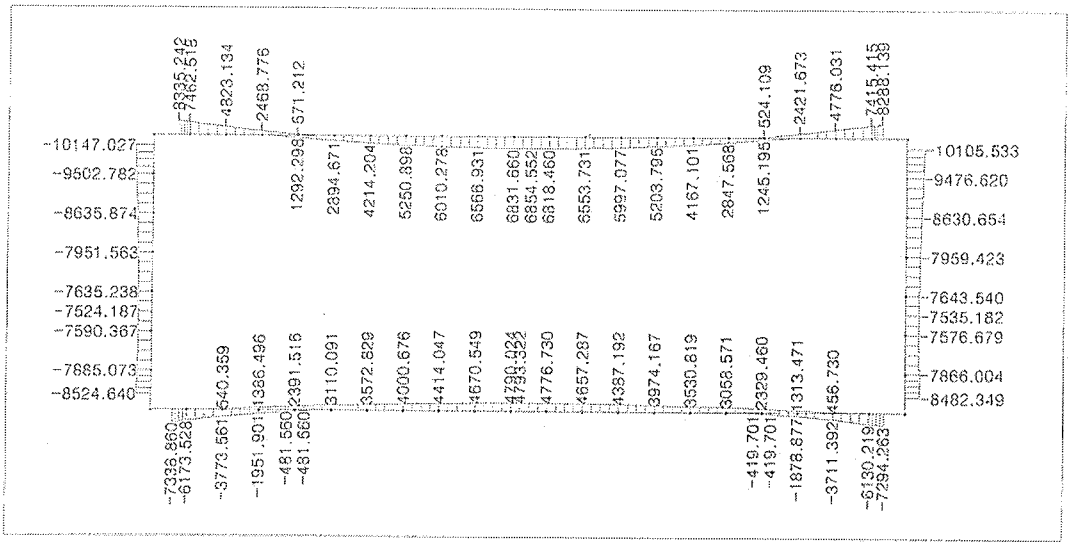
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.400	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.400	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.400	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.400	●

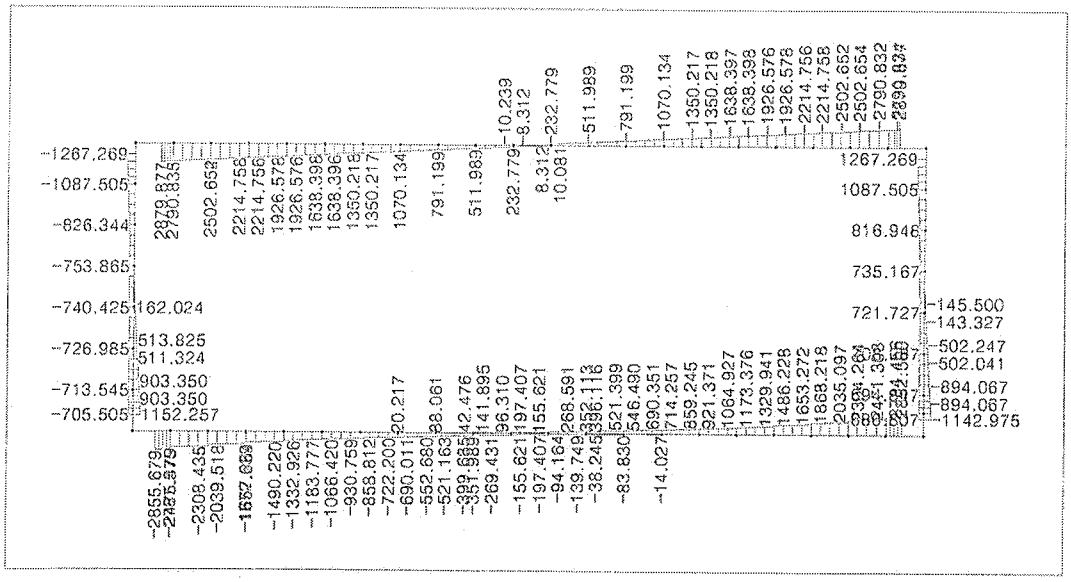
14. 단면력정리

14.1 상시

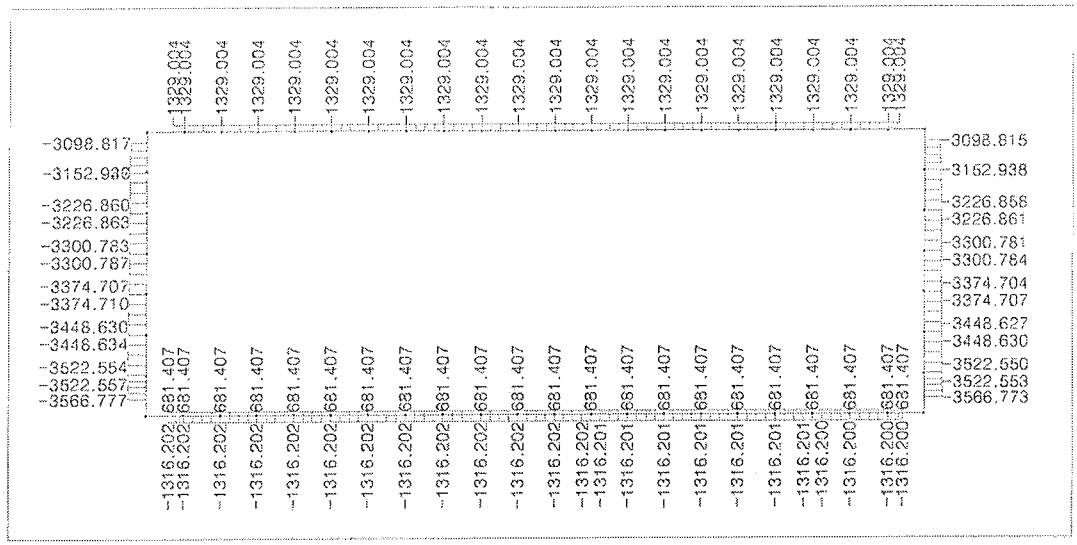
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



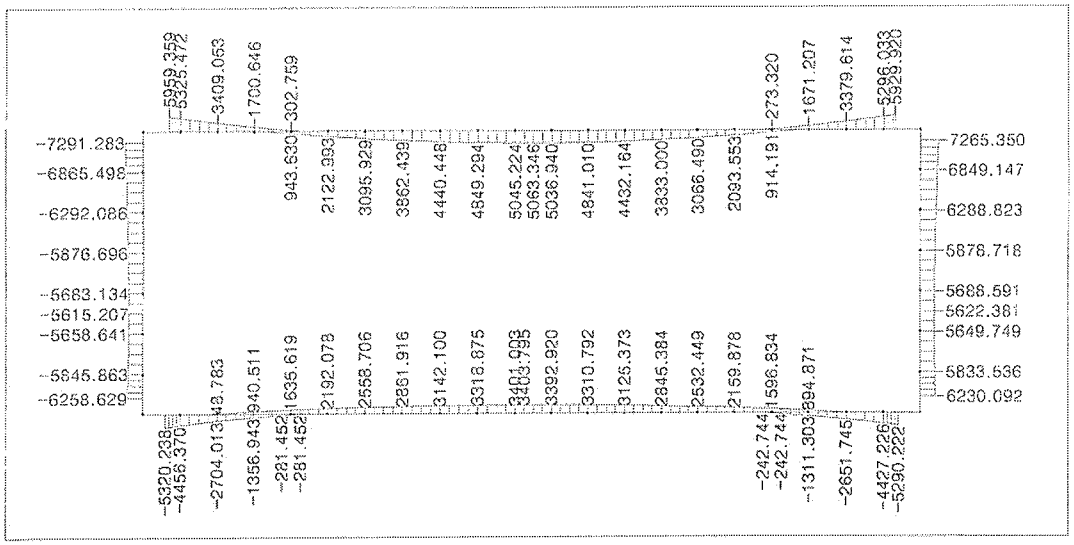
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

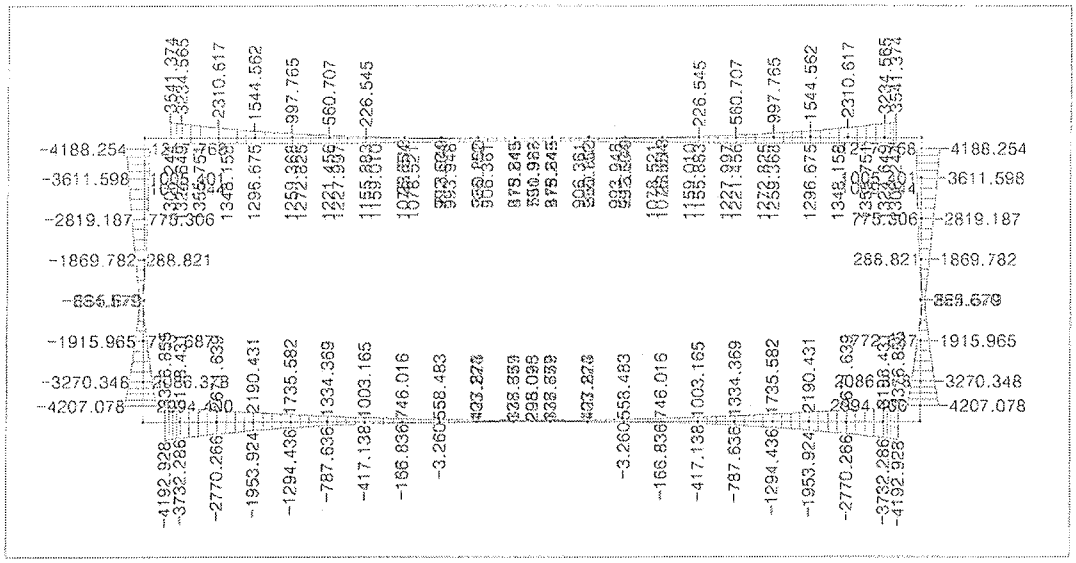


5) 단면력 정리

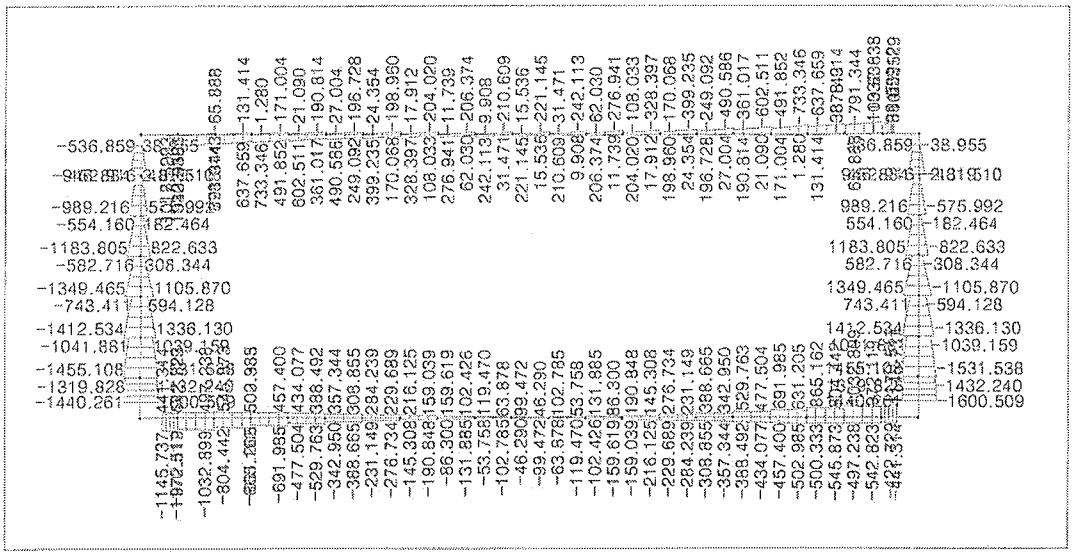
구분	위 치			계수하중			사용하중	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력	모멘트			
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	8335.24	2282.53	1329.00	5959.36	1000.00	1966.67	
		중앙부	2	6854.55	93.17	1329.00	5063.35	1000.00	1800.00	
		우측	3	8288.14	2282.53	1329.00	5929.92	1000.00	1966.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	7338.86	1878.97	1316.20	5320.24	1000.00	2000.00	
		중앙부	5	4793.32	182.21	1316.20	3403.80	1000.00	2000.00	
		우측	6	7294.26	1874.55	1316.20	5290.22	1000.00	2000.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	10147.03	760.26	3098.82	7291.28	1000.00	2366.67	
		추가1	8	7777.54	1267.27	3337.75	5770.59	1000.00	2200.00	
		중앙부	9	0.00	747.15	3566.78	0.00	1000.00	2200.00	
		하부	10	8524.64	740.43	3566.78	6258.63	1000.00	2200.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	10105.53	735.17	3098.82	7265.35	1000.00	2366.67	
		추가1	12	7783.14	1142.98	3337.74	5774.33	1000.00	2200.00	
		중앙부	13	0.00	728.45	3566.77	0.00	1000.00	2200.00	
		하부	14	8482.35	708.29	3566.77	6230.09	1000.00	2200.00	

14.2 지진시(기능수행)

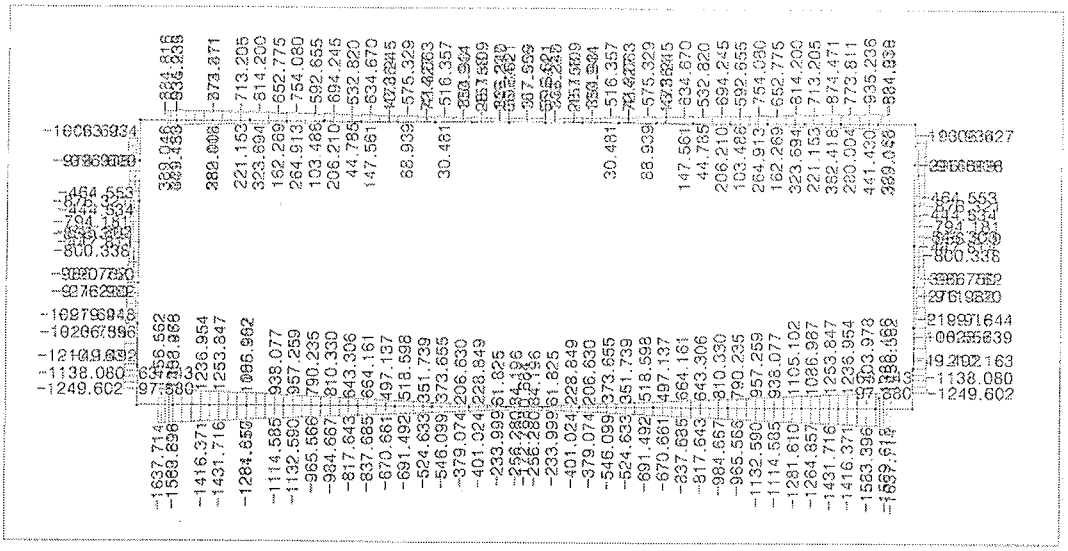
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

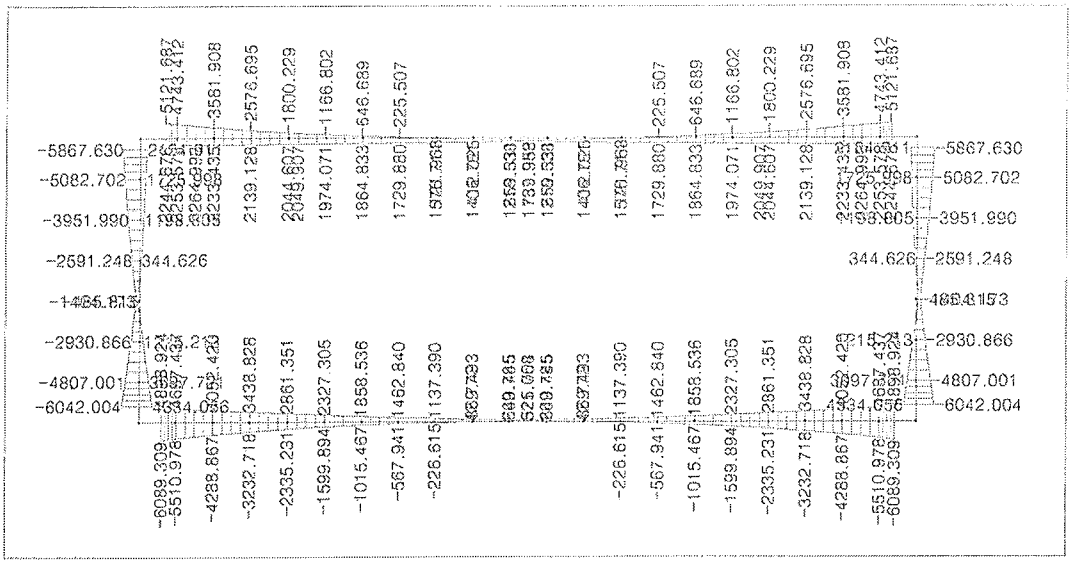


4) 단면력 정리

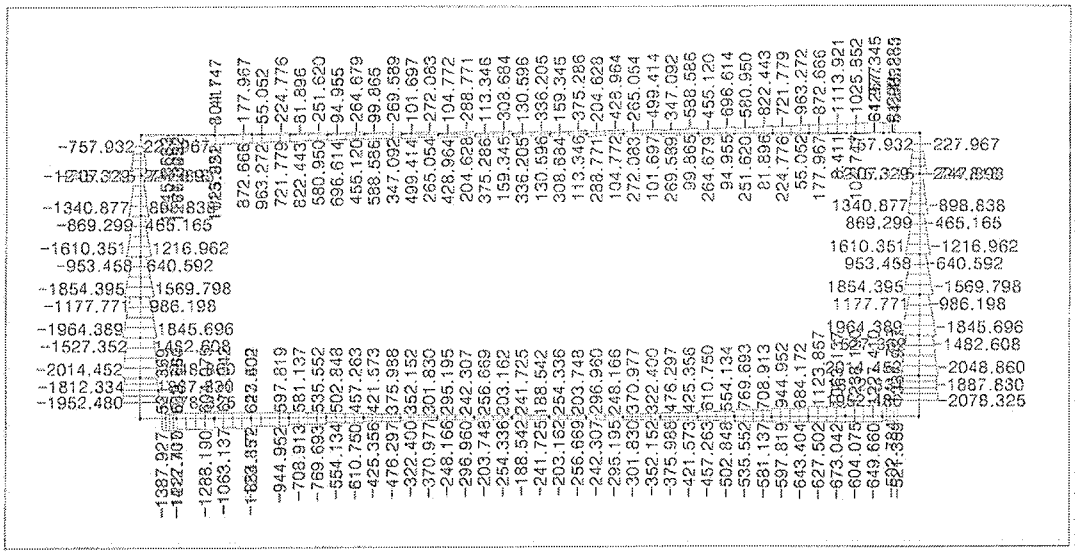
구분	위치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	3541.37	694.45	884.82	1000.00	1966.67	
		중앙부	2	794.98	100.40	317.91	1000.00	1800.00	
		우측	3	3541.37	694.45	884.82	1000.00	1966.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	4192.93	862.86	1637.71	1000.00	2000.00	
		중앙부	5	314.51	84.28	214.52	1000.00	2000.00	
		우측	6	4192.93	862.86	1637.71	1000.00	2000.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	4188.25	857.12	1006.63	1000.00	2366.67	
		추가1	8	1438.99	536.86	1006.63	1000.00	2200.00	
		중앙부	9	2994.40	959.24	1249.60	1000.00	2200.00	
		하부	10	4207.08	1349.47	1249.60	1000.00	2200.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	4188.25	1183.81	1006.63	1000.00	2366.67	
		추가1	12	1438.99	1600.51	1249.60	1000.00	2200.00	
		중앙부	13	2994.40	959.24	1249.60	1000.00	2200.00	
		하부	14	4207.08	1412.53	1249.60	1000.00	2200.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

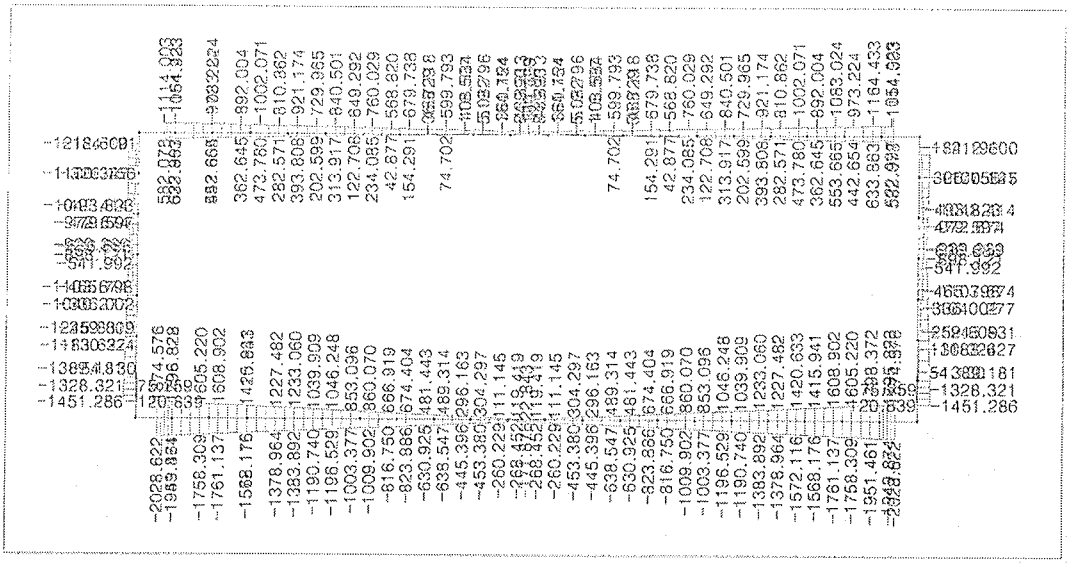
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	5121.69	929.46	1114.00	1000.00	1966.67	
		중앙부	2	1137.99	215.46	344.31	1000.00	1800.00	
		우측	3	5121.69	929.46	1114.00	1000.00	1966.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	6089.31	1121.55	2028.62	1000.00	2000.00	
		중앙부	5	581.15	226.53	220.16	1000.00	2000.00	
		우측	6	6089.31	1121.55	2028.62	1000.00	2000.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	5867.63	1226.13	1212.60	1000.00	2366.67	
		추가1	8	1934.51	757.93	1212.60	1000.00	2200.00	
		중앙부	9	4334.06	1395.93	1451.29	1000.00	2200.00	
		하부	10	6042.00	1854.40	1451.29	1000.00	2200.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	5867.63	1610.35	1212.60	1000.00	2366.67	
		추가1	12	1934.51	2078.33	1451.29	1000.00	2200.00	
		중앙부	13	4334.06	1395.93	1451.29	1000.00	2200.00	
		하부	14	6042.00	1964.39	1451.29	1000.00	2200.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-8335.24	-	-5121.69	-3541.37	-8335.24	
		중앙부	2	6854.55	-	1137.99	794.98	6854.55	
		우측	3	-8288.14	-	-5121.69	-3541.37	-8288.14	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-7338.86	-	-6089.31	-4192.93	-7338.86	
		중앙부	5	4793.32	-	581.15	314.51	4793.32	
		우측	6	-7294.26	-	-6089.31	-4192.93	-7294.26	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-10147.03	-	-5867.63	-4188.25	-10147.03	
		추가1	8	-7777.54	-	-1934.51	-1438.99	-7777.54	
		중앙부	9	-	-	4334.06	2994.40	4334.06	
		하부	10	-8524.64	-	-6042.00	-4207.08	-8524.64	
우측 벽체	1 층	상부	11	-10105.53	-	-5867.63	-4188.25	-10105.53	
		추가1	12	-7783.14	-	-1934.51	-1438.99	-7783.14	
		중앙부	13	-	-	4334.06	2994.40	4334.06	
		하부	14	-8482.35	-	-6042.00	-4207.08	-8482.35	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	2282.53	-	929.46	694.45	2282.53	
		중앙부	2	93.17	-	215.46	100.40	215.46	
		우측	3	-2282.53	-	-929.46	-694.45	-2282.53	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1878.97	-	-1121.55	-862.86	-1878.97	
		중앙부	5	182.21	-	226.53	84.28	226.53	
		우측	6	1874.55	-	1121.55	862.86	1874.55	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-760.26	-	-1226.13	-857.12	-1226.13	
		추가1	8	-1267.27	-	-757.93	-536.86	-1267.27	
		중앙부	9	-747.15	-	-1395.93	-959.24	-1395.93	
		하부	10	-740.43	-	-1854.40	-1349.47	-1854.40	
우측 벽체	1 층	상부	11	735.17	-	1610.35	1183.81	1610.35	
		추가1	12	-1142.98	-	-2078.33	-1600.51	-2078.33	
		중앙부	13	728.45	-	1395.93	959.24	1395.93	
		하부	14	708.29	-	1964.39	1412.53	1964.39	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-1329.00	-	-1114.00	-884.82	-1329.00	
		중앙부	2	-1329.00	-	-344.31	-317.91	-1329.00	
		우측	3	-1329.00	-	-1114.00	-884.82	-1329.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1316.20	-	-2028.62	-1637.71	-2028.62	
		중앙부	5	-1316.20	-	-220.16	-214.52	-1316.20	
		우측	6	-1316.20	-	-2028.62	-1637.71	-2028.62	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-3098.82	-	-1212.60	-1006.63	-3098.82	
		추가1	8	-3337.75	-	-1212.60	-1006.63	-3337.75	
		중앙부	9	-3566.78	-	-1451.29	-1249.60	-3566.78	
		하부	10	-3566.78	-	-1451.29	-1249.60	-3566.78	
우측 벽체	1 층	상부	11	-3098.82	-	-1212.60	-1006.63	-3098.82	
		추가1	12	-3337.74	-	-1451.29	-1249.60	-3566.77	
		중앙부	13	-3566.77	-	-1451.29	-1249.60	-3566.77	
		하부	14	-3566.77	-	-1451.29	-1249.60	-3566.77	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-5959.36	-	-	-	-5959.36	
		중앙부	2	5063.35	-	-	-	5063.35	
		우측	3	-5929.92	-	-	-	-5929.92	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-5320.24	-	-	-	-5320.24	
		중앙부	5	3403.80	-	-	-	3403.80	
		우측	6	-5290.22	-	-	-	-5290.22	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-7291.28	-	-	-	-7291.28	
		추가1	8	-5770.59	-	-	-	-5770.59	
		중앙부	9	-	-	-	-	-	
		하부	10	-6258.63	-	-	-	-6258.63	
우측 벽체	1 층	상부	11	-7265.35	-	-	-	-7265.35	
		추가1	12	-5774.33	-	-	-	-5774.33	
		중앙부	13	-	-	-	-	-	
		하부	14	-6230.09	-	-	-	-6230.09	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1773	8335	9817	14917	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	17846	1.18
		중앙부	2	1000	1654	6855	7413	13095	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	14256	1.08
		우측	3	1000	1773	8288	9817	14825	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	17846	1.18
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	1808	7339	8199	12722	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	14332	1.12
		중앙부	5	1000	1870	4793	7601	7824	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707	1.59
		우측	6	1000	1808	7294	8199	12639	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	14332	1.12
좌측벽체	1층	상부	7	1000	2173	10147	16883	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	19873	1.66
		추가1	8	1000	2024	7778	13614	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	15482	1.75
		중앙부	9	1000	2120	4334	5301	-	H25 - 4.0EA	16966	1.22
		하부	10	1000	2011	8525	14504	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	16966	1.70
우측벽체	1층	상부	11	1000	2173	10106	16903	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	19873	1.67
		추가1	12	1000	2024	7783	13987	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	15482	1.80
		중앙부	13	1000	2120	4334	5301	-	H25 - 4.0EA	16966	1.22
		하부	14	1000	2011	8482	14531	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	16966	1.71

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm^2		mm	mm^2	
상부슬래	1경간	좌측	1	1043.7	2282.5	2320.1	2.00	385.51	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	2	1074.1	215.5	1731.0	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	3	1043.7	2282.5	2320.1	2.00	385.51	H16	150	397.20	O.K
하부슬래	1경간	좌측	4	1174.1	1879.0	2610.0	2.00	194.99	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	1214.6	226.5	1957.4	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	1174.1	1874.6	2610.0	2.00	193.77	H16	150	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	1434.6	1226.1	1943.1	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	9	1536.4	1395.9	2073.7	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	10	1457.7	1854.4	1967.4	2.00	197.24	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	11	1434.6	1610.4	1943.1	2.00	87.58	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	13	1536.4	1395.9	2073.7	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	14	1457.7	1964.4	1967.4	2.00	251.92	H13	300	253.40	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1966.67	1773.47	100.00	8335.24	2282.53

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 17846.400 x 400.00 = 7138560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 311.048 mm, c = 311.048 / β1 = 311.048 / 0.85 = 365.939 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1866.67 - 365.939) / 365.939 = 0.01230

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 14916.795 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 17846.4 mm² (철근도심 : 193.2 mm), [사용률 = 1.196]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

3단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.01006

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 311.048 mm

ΦMn = 0.85 x 17846.400 x 400 x (1773.47 - a/2) = 9817.341 kN.m

≥ Mu (= 8335.242 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.178]

* 전단에 대한 검토 (d = 1606.80 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1606.80 = 1043.650 kN

< Vu (= 2282.533 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2282.533-1043.650) x 150.00 / (400x1606.80xΦ) x 1000 = 385.511 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1606.80 / 150.00 x 1000 = 1701.928 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1606.80 / 1000 = 5566.135 kN ≥ 1701.928 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1391.534 + 1701.928) = 2320.096 kN ≥ 2282.533 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1653.71	80.00	6854.55	215.46

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 14255.600 x 400.00 = 5702240.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 248.464 mm, c = 248.464 / β1 = 248.464 / 0.85 = 292.310 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1720.00 - 292.310) / 292.310 = 0.01465

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 13094.662 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 14255.6 mm² (철근도심 : 146.3 mm), [사용률 = 1.089]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

3단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00862

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 248.464 mm

ΦMn = 0.85 x 14255.600 x 400 x (1653.71 - a/2) = 7413.222 kN.m

≥ Mu (= 6854.552 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.082]

* 전단에 대한 검토 (d = 1653.71 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1653.71 = 1074.115 kN

≥ Vu (= 215.458 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1966.67	1773.47	100.00	8288.14	2282.53

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 17846.400 x 400.00 = 7138560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 311.048 mm, c = 311.048 / β1 = 311.048 / 0.85 = 365.939 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1866.67 - 365.939) / 365.939 = 0.01230

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 14825.307 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 17846.4 mm² (철근도심 : 193.2 mm), [사용률 = 1.204]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

3단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.01006

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 311.048 mm

ΦMn = 0.85 x 17846.400 x 400 x (1773.47 - a/2) = 9817.341 kN.m

≥ Mu (= 8288.139 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.185]

* 전단에 대한 검토 (d = 1606.80 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1606.80 = 1043.650 kN

< Vu (= 2282.532 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2282.532-1043.650) x 150.00 / (400x1606.80xΦ) x 1000 = 385.511 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1606.80 / 150.00 x 1000 = 1701.928 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1606.80 / 1000 = 5566.135 kN ≥ 1701.928 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1391.534 + 1701.928) = 2320.096 kN ≥ 2282.532 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	2000.00	1807.58	100.00	7338.86	1878.97

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 14332.000 x 400.00 = 5732800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 249.795 mm, c = 249.795 / β1 = 249.795 / 0.85 = 293.877 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1900.00 - 293.877) / 293.877 = 0.01640

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 12721.602\ mm^2$$

* 사용철근량 = 14332.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm), [사용률 = 1.127]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

3단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00793

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 249.795 mm

ΦMn = 0.85 x 14332.000 x 400 x (1807.57 - a/2) = 8199.483 kN.m

≥ Mu (= 7338.860 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.117]

* 전단에 대한 검토 (d = 1807.57 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1807.57 = 1174.054 kN

< Vu (= 1878.971 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1878.971-1174.054) x 150.00 / (400x1807.57xΦ) x 1000 = 194.990 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1807.57 / 150.00 x 1000 = 1914.583 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1807.57 / 1000 = 6261.622 kN ≥ 1914.583 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1565.406 + 1914.583) = 2609.991 kN ≥ 1878.971 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	2000.00	1870.00	80.00	4793.32	226.53

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1920.00 - 260.560) / 260.560 = 0.01911

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 7824.340 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 1.624]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00680

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1870.00 - a/2) = 7600.799 kN.m

≥ Mu (= 4793.322 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.586]

* 전단에 대한 검토 (d = 1870.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1870.00 = 1214.601 kN

≥ Vu (= 226.530 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	2000.00	1807.58	100.00	7294.26	1874.55

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 14332.000 x 400.00 = 5732800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 249.795 mm, c = 249.795 / β1 = 249.795 / 0.85 = 293.877 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1900.00 - 293.877) / 293.877 = 0.01640

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 12638.928 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 14332.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm), [사용률 = 1.134]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

3단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00793

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 249.795 mm

ΦMn = 0.85 x 14332.000 x 400 x (1807.57 - a/2) = 8199.483 kN.m

≥ Mu (= 7294.263 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.124]

* 전단에 대한 검토 (d = 1807.57 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1807.57 = 1174.054 kN

< Vu (= 1874.550 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1874.550-1174.054) x 150.00 / (400x1807.57xΦ) x 1000 = 193.767 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1807.57 / 150.00 x 1000 = 1914.583 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1807.57 / 1000 = 6261.622 kN ≥ 1914.583 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1565.406 + 1914.583) = 2609.991 kN ≥ 1874.550 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2366.667	100.000	2173.471	3098.817	10147.027	3274.484

㉯ 철근비 검토

As = 17846.400 mm² (인장중심 = 193.20 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H29- 8.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 2026.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0084) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2366.7 x 1000.0 = 54315000.0 N

Cs = As x fy = 7138560.0 N, Cs' = Asf x fy = 810720.0 N

Xp = (54315000.0 x 1183.33 + 7138560.0 x 193.195 + 810720.0 x 2286.667) / 62264280.0
= 1084.181 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1304.083 mm, ab = k1 x cb = 1108.470 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1108470.414 = 25439.396 kN, ∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 7138.560 kN

Pb = 25439.396 + 764.205 - 7138.560 = 19065.041 kN

Mb = Cc x 728.251 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25805.558 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1353.554 mm, e = Mu/Pu = 3274.484 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 637.705 mm, a = k1 x c = 542.049 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 542049.171 = 12440.028 kN

∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 7138.560 kN

Pn = 12440.028 + 764.205 - 7138.560 = 6065.673 kN

Mn = Cc x 813.156 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 19861.907 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=3274.477) | = 0.0073 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2366.67 - 100.00 = 2266.667 mm

c = 637.705 mm, a = k1 x c = 542.049 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2266.67-637.70) / 637.70 = 0.00766

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 49446.552 kN ≥ Pn = 6065.673 kN

ΦPn = 0.85 x 6065.673 = 5155.822 kN ≥ Pu = 3098.817 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 3.274 = 16882.658 kN.m ≥ Mu = 10147.027 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 2006.80 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 2006.80 = 1434.600 kN
≥ Vu (= 1226.128 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 추가

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2200.000	100.000	2023.610	3337.747	7777.535	2330.175

㉯ 철근비 검토

As = 13455.200 ㎟ (인장중심 = 176.39 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H29- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 2026.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0070) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2200.0 x 1000.0 = 50490000.0 N

Cs = As x fy = 5382080.0 N, Cs' = Asf x fy = 810720.0 N

Xp = (50490000.0 x 1100.00 + 5382080.0 x 176.390 + 810720.0 x 2120.000) / 56682800.0
= 1026.891 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1214.166 mm, ab = k1 x cb = 1032.041 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1032041.203 = 23685.346 kN, ∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 5382.080 kN

Pb = 23685.346 + 764.205 - 5382.080 = 19067.471 kN

Mb = Cc x 657.088 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 20976.186 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1100.103 mm, e = Mu/Pu = 2330.175 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 589.077 mm, a = k1 x c = 500.715 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 500715.315 = 11491.416 kN

∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 5382.080 kN

Pn = 11491.416 + 764.205 - 5382.080 = 6873.541 kN

Mn = Cc x 776.534 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 16016.543 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2330.173) | = 0.0017 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2200.00 - 100.00 = 2100.000 mm

c = 589.077 mm, a = k1 x c = 500.715 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2100.00-589.08) / 589.08 = 0.00769

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 45061.990 kN ≥ Pn = 6873.541 kN

ΦPn = 0.85 x 6873.541 = 5842.510 kN ≥ Pu = 3337.747 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.330 = 13614.072 kN.m ≥ Mu = 7777.535 kN.m ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2200.000	80.000	2120.000	3566.777	4334.056	1215.118

㉯ 철근비 검토

As = 2026.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 14939.200 mm² (압축중심 = 188.67 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H25- 8.0EA, d1 = 300.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0077) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2200.0 x 1000.0 = 50490000.0 N

Cs = As x fy = 810720.0 N, Cs' = Asf x fy = 5975680.0 N

Xp = (50490000.0 x 1100.00 + 810720.0 x 80.000 + 5975680.0 x 2011.331) / 57276400.0

= 1180.642 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1272.000 mm, ab = k1 x cb = 1081.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1081200.000 = 24813.540 kN, ∑Csi = 5632.825 kN, ∑Tsi = 810.720 kN

Pb = 24813.540 + 5632.825 - 810.720 = 29635.645 kN

Mb = Cc x 478.758 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 17451.118 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 588.856 mm, e = Mu/Pu = 1215.118 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 233.699 mm, a = k1 x c = 198.644 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 198643.856 = 4558.876 kN

∑Csi = 1384.269 kN, ∑Tsi = 810.720 kN

Pn = 4558.876 + 1384.269 - 810.720 = 5132.426 kN

Mn = Cc x 1081.320 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6236.540 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1215.125) | = 0.0070 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2200.00 - 80.00 = 2120.000 mm

c = 233.699 mm, a = k1 x c = 198.644 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2120.00-233.70) / 233.70 = 0.02421

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 45509.624 kN ≥ Pn = 5132.426 kN

ΦPn = 0.85 x 5132.426 = 4362.562 kN ≥ Pu = 3566.777 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.215 = 5301.029 kN.m ≥ Mu = 4334.056 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 2120.00 = 1536.441 kN

≥ Vu (= 1395.929 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2200.000	100.000	2011.331	3566.777	8524.640	2390.012

㉯ 철근비 검토

As = 14939.200 ㎟ (인장중심 = 188.67 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H25- 8.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 2026.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0077) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2200.0 x 1000.0 = 50490000.0 N

Cs = As x fy = 5975680.0 N, Cs' = Asf x fy = 810720.0 N

Xp = (50490000.0 x 1100.00 + 5975680.0 x 188.669 + 810720.0 x 2120.000) / 57276400.0
= 1019.358 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1206.799 mm, ab = k1 x cb = 1025.779 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1025778.944 = 23541.627 kN, ∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 5975.680 kN

Pb = 23541.627 + 764.205 - 5975.680 = 18330.152 kN

Mb = Cc x 667.753 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21525.032 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1174.296 mm, e = Mu/Pu = 2390.012 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 633.145 mm, a = k1 x c = 538.173 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 538172.903 = 12351.068 kN

∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 5975.680 kN

Pn = 12351.068 + 764.205 - 5975.680 = 7139.593 kN

Mn = Cc x 750.271 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 17063.735 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2390.015)| = 0.0030 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2200.00 - 100.00 = 2100.000 mm

c = 633.145 mm, a = k1 x c = 538.173 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2100.00-633.14) / 633.14 = 0.00695

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 45509.624 kN ≥ Pn = 7139.593 kN

ΦPn = 0.85 x 7139.593 = 6068.654 kN ≥ Pu = 3566.777 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.390 = 14504.156 kN.m ≥ Mu = 8524.640 kN.m ∴ O.K

㉮ 전단에 대한 검토

$\Phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14\ Pu/Ag) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 2011.33 = 1457.685$ kN

$<$ Vu (= 1854.395 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = $(1854.395 - 1457.685) \times 300.00 / (400.0 \times 2011.33 \times \Phi) = 197.238$ mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = $253.400 \times 400.0 \times 2011.33 / 300.00 = 679.562$ kN

Vs Max = $2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 2011.33 = 6967.456$ kN $\geq$ 679.562 kN ∴ O.K

$\Phi Vn = 0.75 \times (1943.580 + 679.562) = 1967.356$ kN $\geq$ 1854.395 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2366.667	100.000	2173.471	3098.815	10105.533	3261.096

㉯ 철근비 검토

As = 17846.400 mm² (인장중심 = 193.20 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H29- 8.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 2026.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0084) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2366.7 x 1000.0 = 54315000.0 N

Cs = As x fy = 7138560.0 N, Cs' = Asf x fy = 810720.0 N

Xp = (54315000.0 x 1183.33 + 7138560.0 x 193.195 + 810720.0 x 2286.667) / 62264280.0
= 1084.181 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1304.083 mm, ab = k1 x cb = 1108.470 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1108470.414 = 25439.396 kN, ∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 7138.560 kN

Pb = 25439.396 + 764.205 - 7138.560 = 19065.041 kN

Mb = Cc x 728.251 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 25805.558 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1353.554 mm, e = Mu/Pu = 3261.096 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 639.355 mm, a = k1 x c = 543.452 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 543452.057 = 12472.225 kN

∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 7138.560 kN

Pn = 12472.225 + 764.205 - 7138.560 = 6097.870 kN

Mn = Cc x 812.455 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 19885.724 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=3261.094)| = 0.0023 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2366.67 - 100.00 = 2266.667 mm

c = 639.355 mm, a = k1 x c = 543.452 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2266.67-639.36) / 639.36 = 0.00764

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 49446.552 kN ≥ Pn = 6097.870 kN

ΦPn = 0.85 x 6097.870 = 5183.189 kN ≥ Pu = 3098.815 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 3.261 = 16902.877 kN.m ≥ Mu = 10105.533 kN.m ∴ O.K

㉮ 전단에 대한 검토 (d = 2006.80 ㎜)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 2006.80 = 1434.600 kN

< Vu (= 1610.351 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1610.351 - 1434.600) x 300.00 / (400.0 x 2006.80 x Φ) = 87.578 ㎟

Use Av = 253.400 ㎟ (H13-2.0 EA, C.T.C 300 ㎜)

Vs = 253.400 x 400.0 x 2006.80 / 300.00 = 678.032 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 2006.80 = 6951.776 kN ≥ 678.032 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1912.800 + 678.032) = 1943.124 kN ≥ 1610.351 kN ∴ O.K

㈜ TITLE : 우측벽체 추가

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2200.000	100.000	2023.610	3566.773	7783.143	2182.125

㉯ 철근비 검토

As = 13455.200 ㎟ (인장중심 = 176.39 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H29- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 2026.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0070) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2200.0 x 1000.0 = 50490000.0 N

Cs = As x fy = 5382080.0 N, Cs' = Asf x fy = 810720.0 N

Xp = (50490000.0 x 1100.00 + 5382080.0 x 176.390 + 810720.0 x 2120.000) / 56682800.0
= 1026.891 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1214.166 mm, ab = k1 x cb = 1032.041 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1032041.203 = 23685.346 kN, ∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 5382.080 kN

Pb = 23685.346 + 764.205 - 5382.080 = 19067.471 kN

Mb = Cc x 657.088 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 20976.186 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1100.103 mm, e = Mu/Pu = 2182.125 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 623.298 mm, a = k1 x c = 529.803 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 529803.447 = 12158.989 kN

∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 5382.080 kN

Pn = 12158.989 + 764.205 - 5382.080 = 7541.114 kN

Mn = Cc x 761.990 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 16455.705 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2182.132) | = 0.0073 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2200.00 - 100.00 = 2100.000 mm

c = 623.298 mm, a = k1 x c = 529.803 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2100.00-623.30) / 623.30 = 0.00711

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 45061.990 kN ≥ Pn = 7541.114 kN

ΦPn = 0.85 x 7541.114 = 6409.947 kN ≥ Pu = 3566.773 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.182 = 13987.303 kN.m ≥ Mu = 7783.143 kN.m ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2200.000	80.000	2120.000	3566.773	4334.056	1215.120

㉯ 철근비 검토

As = 2026.800 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 14939.200 ㎟ (압축중심 = 188.67 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H25- 8.0EA, d1 = 300.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0077) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2200.0 x 1000.0 = 50490000.0 N

Cs = As x fy = 810720.0 N, Cs' = Asf x fy = 5975680.0 N

Xp = (50490000.0 x 1100.00 + 810720.0 x 80.000 + 5975680.0 x 2011.331) / 57276400.0

= 1180.642 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1272.000 mm, ab = k1 x cb = 1081.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1081200.000 = 24813.540 kN, ∑Csi = 5632.825 kN, ∑Tsi = 810.720 kN

Pb = 24813.540 + 5632.825 - 810.720 = 29635.645 kN

Mb = Cc x 478.758 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 17451.118 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 588.856 mm, e = Mu/Pu = 1215.120 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 233.699 mm, a = k1 x c = 198.644 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 198643.856 = 4558.876 kN

∑Csi = 1384.269 kN, ∑Tsi = 810.720 kN

Pn = 4558.876 + 1384.269 - 810.720 = 5132.426 kN

Mn = Cc x 1081.320 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6236.540 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1215.125) | = 0.0056 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2200.00 - 80.00 = 2120.000 mm

c = 233.699 mm, a = k1 x c = 198.644 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2120.00-233.70) / 233.70 = 0.02421

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 45509.624 kN ≥ Pn = 5132.426 kN

ΦPn = 0.85 x 5132.426 = 4362.562 kN ≥ Pu = 3566.773 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.215 = 5301.035 kN.m ≥ Mu = 4334.056 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 2120.00 = 1536.441 kN

≥ Vu (= 1395.929 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2200.000	100.000	2011.331	3566.773	8482.349	2378.158

㉯ 철근비 검토

As = 14939.200 mm² (인장중심 = 188.67 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H25- 8.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 2026.800.mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0077) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2200.0 x 1000.0 = 50490000.0 N

Cs = As x fy = 5975680.0 N, Cs' = Asf x fy = 810720.0 N

Xp = (50490000.0 x 1100.00 + 5975680.0 x 188.669 + 810720.0 x 2120.000) / 57276400.0
= 1019.358 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1206.799 mm, ab = k1 x cb = 1025.779 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1025778.944 = 23541.627 kN, ∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 5975.680 kN

Pb = 23541.627 + 764.205 - 5975.680 = 18330.152 kN

Mb = Cc x 667.753 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21525.032 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1174.296 mm, e = Mu/Pu = 2378.158 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 635.643 mm, a = k1 x c = 540.297 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 540296.540 = 12399.806 kN

∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 5975.680 kN

Pn = 12399.806 + 764.205 - 5975.680 = 7188.331 kN

Mn = Cc x 749.210 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 17094.995 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2378.159)| = 0.0015 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2200.00 - 100.00 = 2100.000 mm

c = 635.643 mm, a = k1 x c = 540.297 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2100.00-635.64) / 635.64 = 0.00691

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 45509.624 kN ≥ Pn = 7188.331 kN

ΦPn = 0.85 x 7188.331 = 6110.081 kN ≥ Pu = 3566.773 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.378 = 14530.737 kN.m ≥ Mu = 8482.349 kN.m ∴ O.K

㉮ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 2011.33 = 1457.685 kN

< Vu (= 1964.389 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1964.389 - 1457.685) x 300.00 / (400.0 x 2011.33 x Φ) = 251.925 mm^2

Use Av = 253.400 mm^2 (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 2011.33 / 300.00 = 679.562 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 2011.33 = 6967.456 kN ≥ 679.562 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1943.579 + 679.562) = 1967.356 kN ≥ 1964.389 kN ∴ O.K

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3972.0 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3972.0 ㎟ ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 2200 × 0.0020 = 4400.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

8) 좌측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 2200 × 0.0020 = 4400.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

9) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 2200 × 0.0020 = 4400.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

10) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 2200 × 0.0020 = 4400.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

11) 우측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2200 × 0.0020 = 4400.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

12) 우측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2200 × 0.0020 = 4400.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

13) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2200 × 0.0020 = 4400.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

14) 우측벽체 : 하부

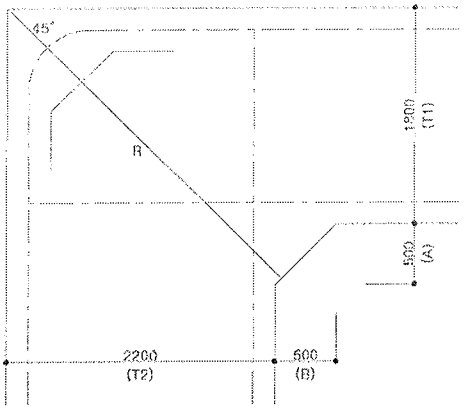
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2200 × 0.0020 = 4400.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 7291.283 kN.m
- 절정부 휨모멘트 : Mo = 7291.283 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 3181.980 \text{ mm}$$

■ 절정부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 8923.200 mm²

- 절정부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 7291.28 \times 10^{6}}{3181.980^2 \times 1000} = 3.601 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절정부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 7291.28 \times 10^{6}}{3181.980 \times 180} = 25460.325 \text{ mm}^2$$

Asb = 8923.200 mm²

Req'd As = As - Asb

= 25460.325 mm² - 8923.200 mm²

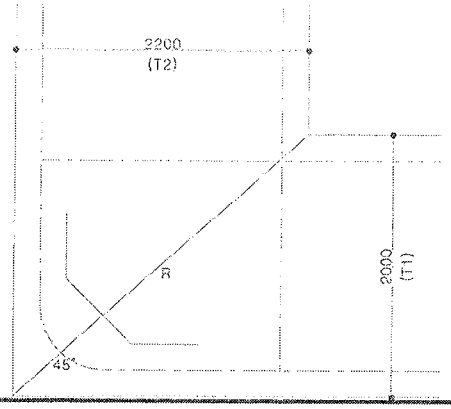
= 16537.125 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H29 - 8E , H29 - 8EA

∴ Total As = 16632.000 mm² > Req'd As (= 16537.125 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 6258.629 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 6258.629 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2973.214$ mm

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA	=	2569.600 mm²
H29 @250 - 4EA	=	2569.600 mm²
H25 @250 - 4EA	=	2026.800 mm²

∴ Total Asb = 7166.000 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 6258.63 \times 10^{6}}{2973.214^2 \times 1000} = 3.540 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 6258.63 \times 10^{6}}{2973.214 \times 180} = 23388.941 \text{ mm}^2$$

Asb = 7166.000 mm²

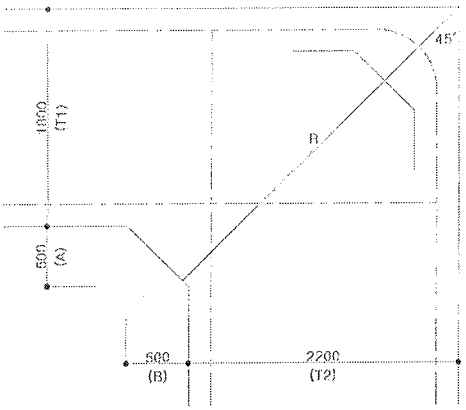
Req'd As = As - Asb
= 23388.941 mm² - 7166.000 mm²
= 16222.941 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H29 - 8E. , H29 - 8EA

∴ Total As = 16632.000 mm² > Req'd As (= 16222.941 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 7265.350 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 7265.350 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 3181.980 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 8923.200 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 7265.35 \times 10^{6}}{3181.980^2 \times 1000} = 3.588 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 7265.35 \times 10^{6}}{3181.980 \times 180} = 25369.770 \text{ mm}^2$$

Asb = 8923.200 mm²

Req'd As = As - Asb

= 25369.770 mm² - 8923.200 mm²

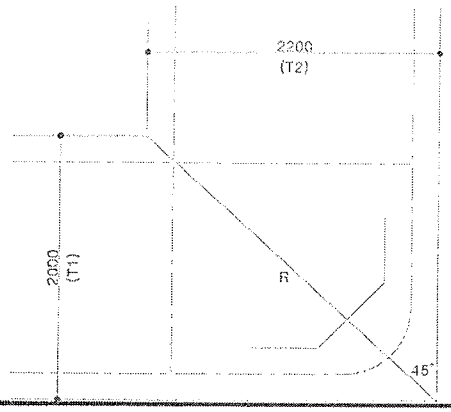
= 16446.570 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H29 - 8E , H29 - 8EA

∴ Total As = 16632.000 mm² > Req'd As (= 16446.570 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 6230.092 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 6230.092 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2973.214$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 7166.000 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 6230.09 \times 10\text{^}6}{2973.214^2 \times 1000} = 3.524 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 6230.09 \times 10\text{^}6}{2973.214 \times 180} = 23282.297 \text{ mm}^2$$

Asb = 7166.000 mm²

Req'd As = As - Asb

= 23282.297 mm² - 7166.000 mm²

= 16116.297 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H29 - 8E , H29 - 8EA

∴ Total As = 16632.000 mm² > Req'd As (= 16116.297 mm²) ----------> O.K !!!

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	1773	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	164.819	O.K	1.32
		중앙부	2	1654	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	125	170.935	O.K	1.37
		우측	3	1773	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	166.680	O.K	1.33
하부슬래브	1경간	좌측	4	1808	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	133.633	O.K	1.07
		중앙부	5	1870	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	341.293	O.K	2.73
		우측	6	1808	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	135.604	O.K	1.09
좌측벽체	1층	상부	7	2173	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	168.943	O.K	1.35
		추가	8	2024	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	129.114	O.K	1.03
		중앙부	9	2120	H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	10	2011	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	133.467	O.K	1.07
우측벽체	1층	상부	11	2173	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	170.296	O.K	1.36
		추가	12	2024	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	128.894	O.K	1.03
		중앙부	13	2120	H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	14	2011	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	135.040	O.K	1.08

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5959.359 x 1000000 / [17846.400 x (1773.471 - 552.355/3)]
= 210.101 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x17846.400/1000.0 + 7x17846.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1773.5/(7x17846.400)]
= 552.355 mm

사용철근량 = 17846.4 mm² (철근도심 : 193.2 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 210.10) - 2.5 x 84.00 = 164.82 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 210.10) = 299.86 mm
Sa는 작은 값인 164.82 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 164.82 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5063.346 x 1000000 / [14255.600 x (1653.707 - 483.308/3)]
= 237.962 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x14255.600/1000.0 + 7x14255.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1653.7/(7x14255.600)]
= 483.308 mm

사용철근량 = 14255.6 mm² (철근도심 : 146.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 237.96) - 2.5 x 64.00 = 170.94 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 237.96) = 264.75 mm
Sa는 작은 값인 170.94 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 170.94 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5929.920 x 1000000 / [17846.400 x (1773.471 - 552.355/3)]
= 209.063 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x17846.400/1000.0 + 7x17846.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1773.5/(7x17846.400)]
= 552.355 mm

사용철근량 = 17846.4 mm² (철근도심 : 193.2 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 209.06) - 2.5 x 84.00 = 166.68 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 209.06) = 301.34 mm
Sa는 작은 값인 166.68 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 166.68 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5320.238 x 1000000 / [14332.000 x (1807.575 - 510.209/3)]
= 226.695 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x14332.000/1000.0 + 7x14332.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1807.6/(7x14332.000)]
= 510.209 mm

사용철근량 = 14332.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 226.69) - 2.5 x 85.50 = 133.63 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 226.69) = 277.91 mm
Sa는 작은 값인 133.63 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 133.63 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3403.795 x 1000000 / [12707.200 x (1870.000 - 494.648/3)]
= 157.094 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1870.0/(7x12707.200)]
= 494.648 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 157.09) - 2.5 x 64.00 = 341.29 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 157.09) = 401.03 mm
Sa는 작은 값인 341.29 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 341.29 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5290.222 x 1000000 / [14332.000 x (1807.575 - 510.209/3)]
= 225.416 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x14332.000/1000.0 + 7x14332.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1807.6/(7x14332.000)]
= 510.209 mm

사용철근량 = 14332.0 mm² (철근도심 : 192.4 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 225.42) - 2.5 x 85.50 = 135.60 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 225.42) = 279.48 mm
Sa는 작은 값인 135.60 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 135.60 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7291.283 x 1000000 / [17846.400 x (2173.471 - 622.502/3)]
= 207.815 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x17846.400/1000.0 + 7x17846.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2173.5/(7x17846.400)]
= 622.502 mm

사용철근량 = 17846.4 mm² (철근도심 : 193.2 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 207.81) - 2.5 x 84.00 = 168.94 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 207.81) = 303.15 mm
Sa는 작은 값인 168.94 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 168.94 mm) ∴ O.K

8) 좌측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5770.590 x 1000000 / [13455.200 x (2023.610 - 530.365/3)]
= 232.223 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x13455.200/1000.0 + 7x13455.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2023.6/(7x13455.200)]
= 530.365 mm

사용철근량 = 13455.2 mm² (철근도심 : 176.4 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 232.22) - 2.5 x 84.00 = 129.11 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 232.22) = 271.29 mm
Sa는 작은 값인 129.11 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 129.11 mm) ∴ O.K

9) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6258.629 x 1000000 / [14939.200 x (2011.331 - 552.391/3)]
= 229.280 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x14939.200/1000.0 + 7x14939.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2011.3/(7x14939.200)]
= 552.391 mm

사용철근량 = 14939.2 mm² (철근도심 : 188.7 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 229.28) - 2.5 x 84.00 = 133.47 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 229.28) = 274.77 mm
Sa는 작은 값인 133.47 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 133.47 mm) ∴ O.K

10) 우측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 7265.350 x 1000000 / [17846.400 x (2173.471 - 622.502/3)]
= 207.076 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x17846.400/1000.0 + 7x17846.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2173.5/(7x17846.400)]
= 622.502 mm

사용철근량 = 17846.4 mm² (철근도심 : 193.2 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 207.08) - 2.5 x 84.00 = 170.30 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 207.08) = 304.24 mm
Sa는 작은 값인 170.30 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 170.30 mm) ∴ O.K

11) 우측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5774.330 x 1000000 / [13455.200 x (2023.610 - 530.365/3)]
= 232.373 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x13455.200/1000.0 + 7x13455.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2023.6/(7x13455.200)]
= 530.365 mm

사용철근량 = 13455.2 mm² (철근도심 : 176.4 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 232.37) - 2.5 x 84.00 = 128.89 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 232.37) = 271.12 mm
Sa는 작은 값인 128.89 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 128.89 mm) ∴ O.K

12) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6230.092 x 1000000 / [14939.200 x (2011.331 - 552.391/3)]
= 228.234 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x14939.200/1000.0 + 7x14939.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2011.3/(7x14939.200)]
= 552.391 mm

사용철근량 = 14939.2 mm² (철근도심 : 188.7 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 228.23) - 2.5 x 84.00 = 135.04 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 228.23) = 276.03 mm
Sa는 작은 값인 135.04 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 135.04 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 21.269 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.80 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 21.269 / 28

T = 0.760 m < 1.800 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

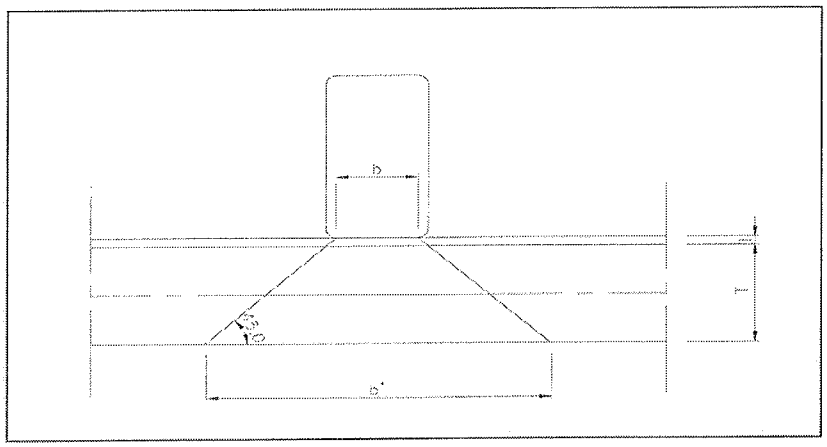
1) 고정하중

- 구체자중 = 2889.205 / 23.469 = 123.11 kN/m²
- 상부연직하중 = 141.16 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

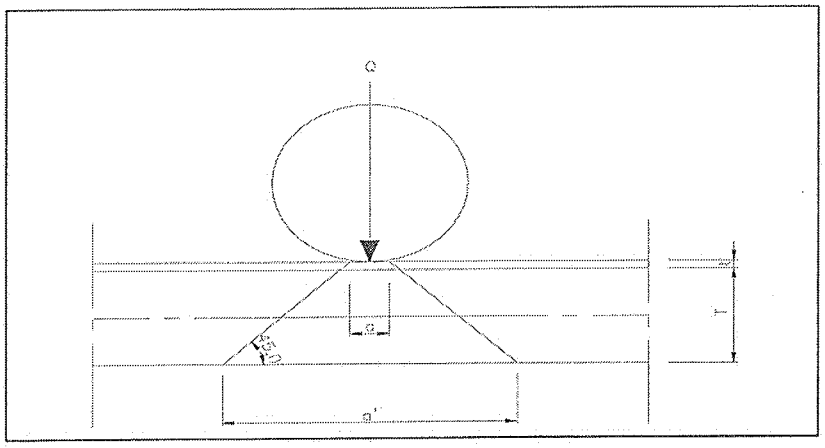


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 2000 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (2.000 + 0.040) × cot 45°

= 4.580 m



a' = 0.200 + 2 × (2.000 + 0.040) × cot 45°

= 4.280 m

Qz = 96.0 / (4.580 × 4.28(4.897 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 123.11 + 141.16 + 15.00 + 0.92 + 4.90

= 285.087 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력 : Hansen식 사용

Qu = c Nc sc dc ic gc bc + q Nq sq dq iq gq bq + 1/2 r1 B' Nr sr dr ir gr br

ϕ=0 일때, Qu = [5.14c (1 + sc' + dc' - ic' - gc' - bc') + q]

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력 (kN)

c : 지반의 점착력 (kN/m²)

q : 상재하중 (kN/m²), q = r2 x Df

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량 (kN/m³)

다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B : 기초의 폭(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수 (Nc=71.426, Nq=59.868, Nr=72.778)

sc,sq,sr,s : 기초의 형상계수

ic,iq,ir,i : 기초의 근입깊이계수

gc,gq,gr,g : 하중의 경사계수

bc,bq,br,b : 지반계수

註) 기초저면의 경사(β)가 없으므로 bc,bq,br,bc'는 적용하지 않는다.

si와 ii를 함께 사용하지 않으므로 ic,iq,ir,ic'는 적용하지 않는다.

c = 0.000 kN/m² r1 = 10.000 kN/m³ r2 = 10.000 kN/m³

Df = 1.000 m B = 23.469 m q = 10.000 kN/m²

L = 23.469 m

Φ = 15 + √12N = 39.495 , N = 50

Nq = e^(π tanΦ) tan² (45+Φ/2)

Nc = (Nq-1) cotΦ

Nr = 1.5(Nq-1) tanΦ

sc = 1 + Nq/Nc x B/L = 1.357

sc' = 0.2 B/L = 0.085

sq = 1 + B/L x tanΦ = 1.351

sr = 1 - 0.4 B/L = 0.830

dc = 1 + 0.4k = 1.017, D/B>1 : k=tan-1(D/B) , D/B≤1 : k=D/B (rad)

dc' = 0.4k = 0.017

dq = 1 + 2tanΦ(1-sinΦ)² k = 1.009

dr = 1

gc = 1 - β/147 = 1.000

gc' = β/147 = 0.000

gq = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

gr = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

Qu = 0.000 × 71.426 × 1.357 × 1.017 × 1.000 +

10.000 × 59.868 × 1.351 × 1.009 × 1.000 +

0.5 × 10.000 × 23.469 × 72.778 × 0.830 × 1.000 × 1.000 = 7902.244 kN/m²

Qa = Qu / 3 = 7902.244 / 3 = 2634.081 kN/m² > 815.3 kN/m²

Qa' = 815.300 kN/m² > Qmax = 285.087 kN/m² ..... O.K !!!

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	23.469	×	1.800	×	25.000		=	1056.105	kN/m
- 하부슬래브	:	23.469	×	2.000	×	25.000		=	1173.450	kN/m
- 벽체	:	2.200	×	5.940	×	25.000		=	326.700	kN/m
	:	2.200	×	5.940	×	25.000		=	326.700	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000		=	6.250	kN/m
- 포장	:	15.364	×	0.040	×	23.000		=	14.135	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	× 2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	23.469	×	1.000	×	19.000		=	445.911	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	23.469	×	2.728	×	10.000		=	640.234	kN/m
- 수직수압	:	23.469	×	2.728	×	10.000		=	640.234	kN/m
							∴ Σ	=	4629.720	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 2.728 \times 19.000 + 2.728^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 32.409$ kN/m

∴ $\Sigma = 3.458 + 32.409 = 35.866$ kN/m

(3) 저항력

$R = 4629.720 + 35.866 = 4665.586$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 23.469 \times 12.468 \times 10.000$

$= 2926.115$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 4665.586 / 2926.115$

$= 1.594 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -5.4 m (보링주상도 ATB-1 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	23.469	×	1.800	×	25.000			=	1056.105	kN/m
- 하부슬래브	:	23.469	×	2.000	×	25.000			=	1173.450	kN/m
- 벽체	:	2.200	×	5.940	×	25.000	×	2	=	653.400	kN/m
	:	2.200	×	5.940	×	25.000	×	2	=	653.400	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250	kN/m
- 포장	:	15.364	×	0.040	×	23.000			=	14.135	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	23.469	×	5.400	×	19.000			=	2407.919	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	23.469	×	-1.672	×	10.000			=	-392.402	kN/m
- 수직수압	:	23.469	×	-1.672	×	10.000			=	-392.402	kN/m
								∴ Σ	=	5179.856	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 5.400^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 100.827$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 5.400 \times -1.672 \times 19.000 + -1.672^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -57.4$ kN/m

∴ $\Sigma = 100.827 + -57.4 = 43.477$ kN/m

(3) 저항력

$R = 5179.856 + 43.477 = 5223.332$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 23.469 \times 8.068 \times 10.000$

$= 1893.479$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 5223.332 / 1893.479$

$= 2.759 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비

대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{1173.450}{23.469 \times 10.000 \times 1.100} = 4.545 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.545 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{1500.150}{23.469 \times 10.000 \times 1.100} = 5.811 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 5.811 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{1506.400}{23.469 \times 10.000 \times 1.100} = 5.835 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 5.835 m 이하유지

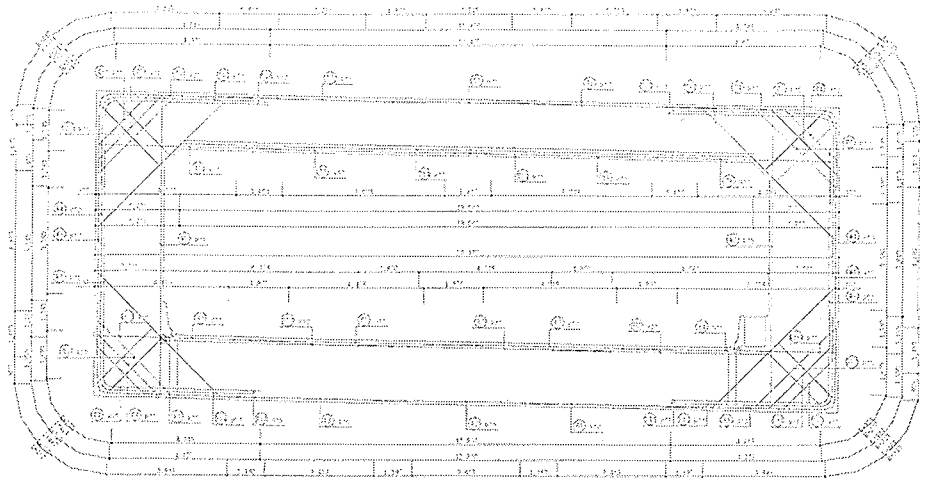
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{2889.205}{23.469 \times 10.000 \times 1.100} = 11.192 \text{ m}$$

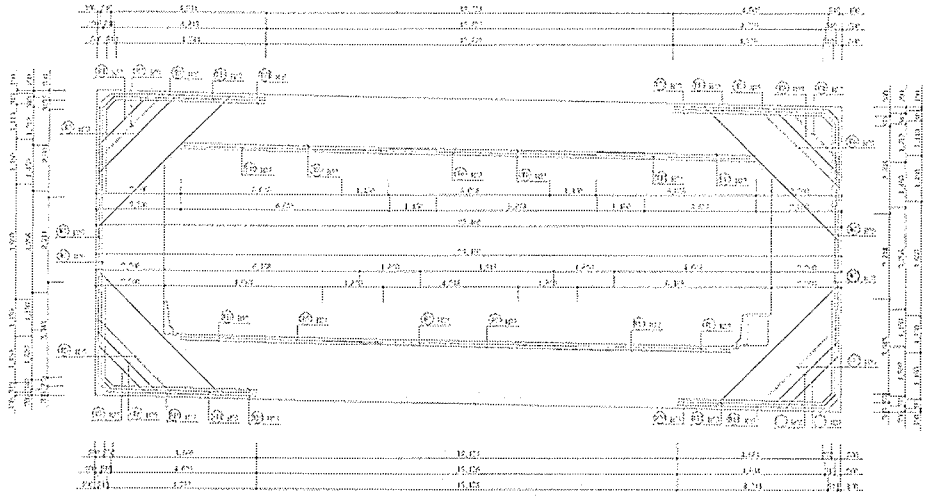
∴ 구조물 저면으로 부터 11.192 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)

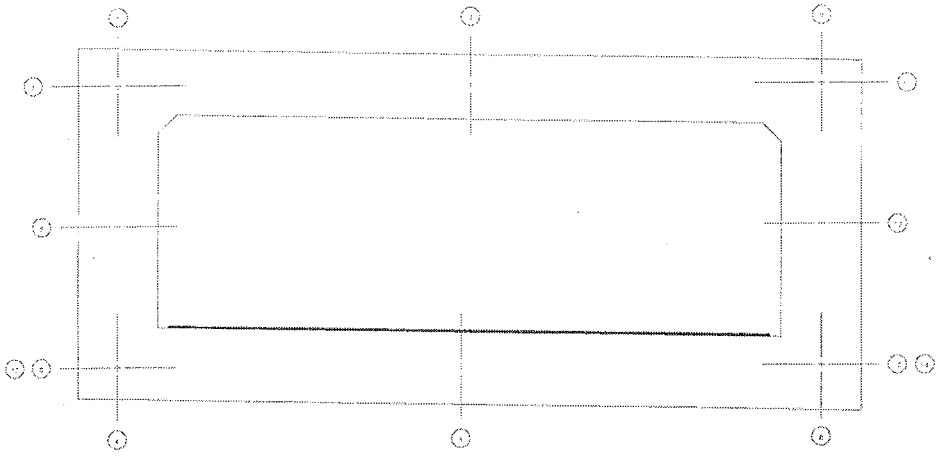


B11(뒤)

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1794	7010	7990	12221	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14062	1.14
		중앙부	2	1000	1673	6010	6447	11225	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	12100	1.07
		우측	3	1000	1794	6961	7990	12130	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14062	1.15
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	1827	6685	8149	11380	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14062	1.22
		중앙부	5	1000	1870	4412	4960	7179	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	8107	1.12
		우측	6	1000	1827	6637	8149	11293	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14062	1.23
좌측벽체	1층	상부	7	1000	2194	8753	14524	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	16089	1.66
		추가1	8	1000	2055	6680	12858	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	13520	1.93
		중앙부	9	1000	2120	4428	4746	-	H25 - 4.0EA	16089	1.07
		하부	10	1000	2027	7739	14264	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	16089	1.84
우측벽체	1층	상부	11	1000	2194	8710	14551	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	16089	1.67
		추가1	12	1000	2055	6692	13291	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	13520	1.99
		중앙부	13	1000	2120	4428	4746	-	H25 - 4.0EA	16089	1.07
		하부	14	1000	2027	7693	14298	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	16089	1.86

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부슬래브	1경간	좌측	1	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	3	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측	4	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	5	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측	6	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		추가	8	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	9	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		하부	10	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
우측벽체	1층	상부	11	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		추가	12	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	13	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		하부	14	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	㎟		㎜	㎟	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1056.7	2091.4	2349.1	2.00	317.98	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	2	1086.3	294.3	1750.7	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	3	1056.7	2091.3	2349.1	2.00	317.98	H16	150	397.20	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	1186.6	1809.3	2637.9	2.00	170.43	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	1214.6	349.4	1957.4	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	1186.6	1804.4	2637.9	2.00	169.07	H16	150	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	1442.6	1268.1	1442.6	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	9	1529.7	1446.1	1529.7	-	-	-	-	-	O.K
		하부	10	1462.6	1281.7	1462.6	-	-	-	-	-	O.K
우측벽체	1층	상부	11	1442.6	1268.1	1442.6	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	13	1529.7	1446.1	1529.7	-	-	-	-	-	O.K
		하부	14	1462.6	1281.7	1462.6	-	-	-	-	-	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1 경간	좌측	1	1794	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	151.357	O.K	1.21
		중앙부	2	1673	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	165.917	O.K	1.33
		우측	3	1794	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	153.588	O.K	1.23
하부슬래브	1 경간	좌측	4	1827	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	166.624	O.K	1.33
		중앙부	5	1870	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	179.313	O.K	1.44
		우측	6	1827	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	169.109	O.K	1.35
좌측복체	1 층	상부	7	2194	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	144.587	O.K	1.16
		추가	8	2055	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	135.314	O.K	1.08
		중앙부	9	2120	H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	10	2027	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	147.826	O.K	1.18
우측복체	1 층	상부	11	2194	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	146.132	O.K	1.17
		추가	12	2055	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	134.827	O.K	1.08
		중앙부	13	2120	H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	14	2027	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	149.735	O.K	1.20

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 B11 (내공 : 16.964M × 5.94M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트(ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경양 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 7.850 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ= 0.500

9) 설계방법

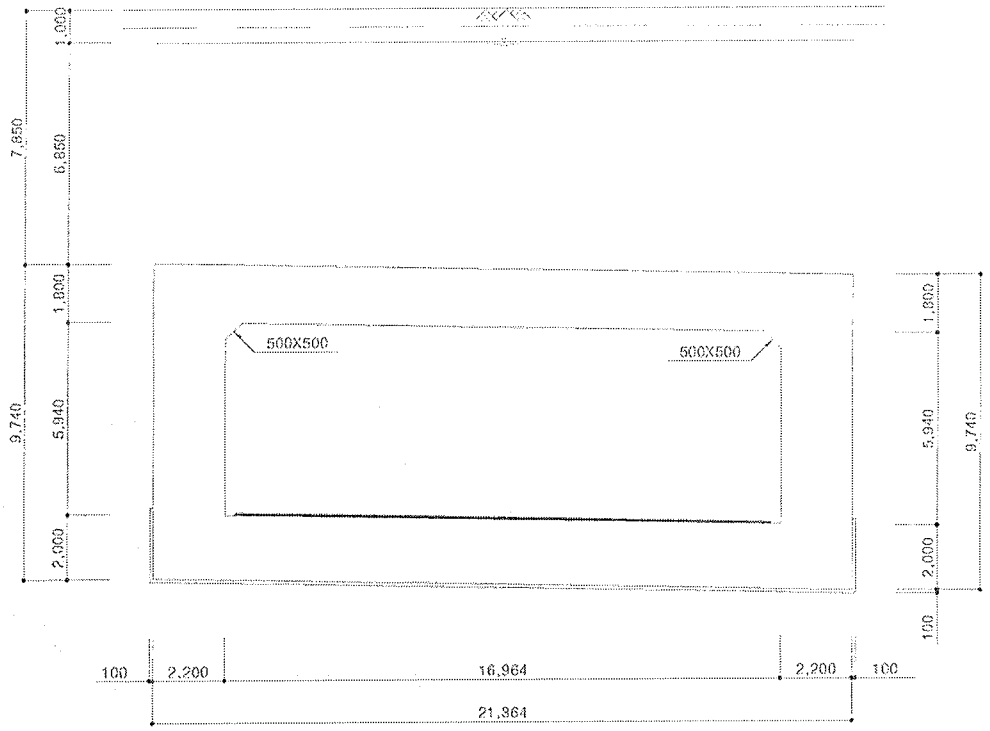
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


1,000
6,850
7,850
1,800
5,940
9,740
2,000
500X500
500X500
1,800
5,940
9,740
2,000
100
100
2,200
16,964
2,200
100
21,364

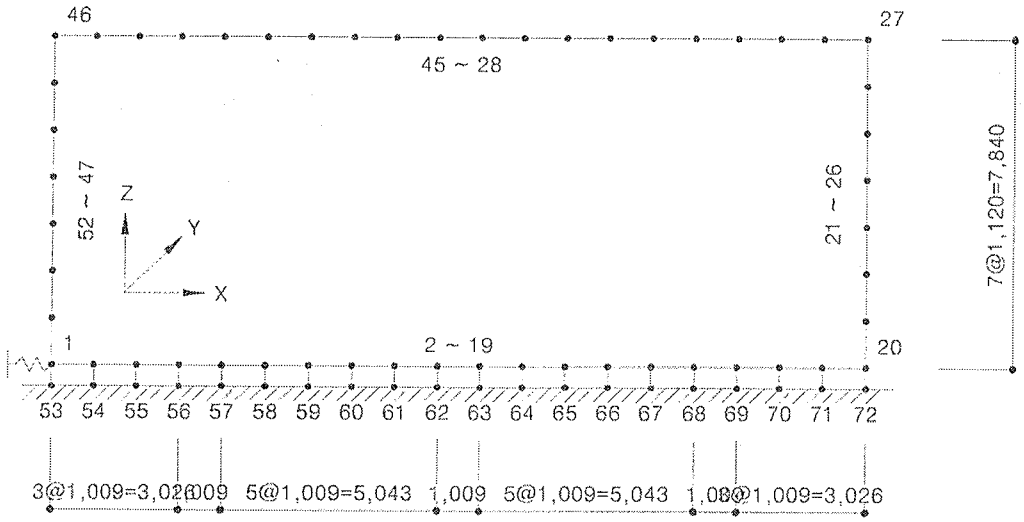
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

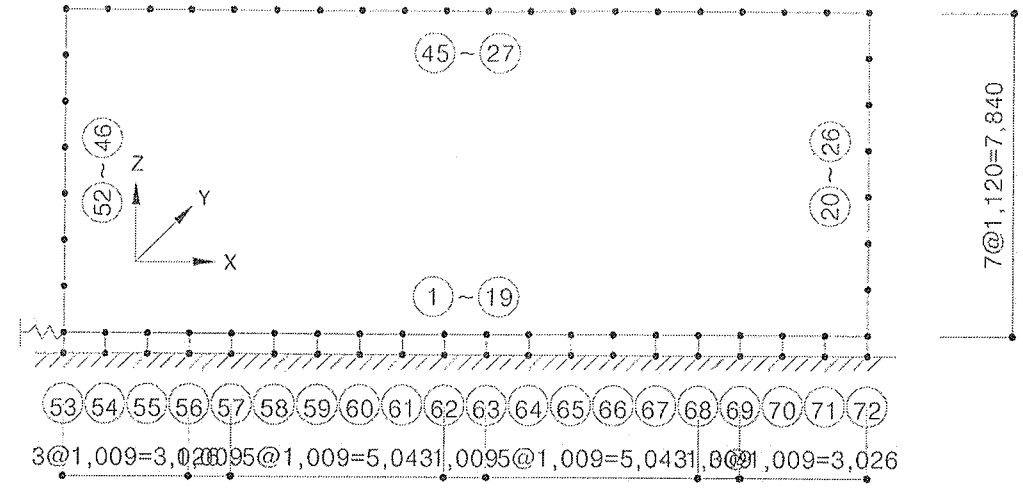
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

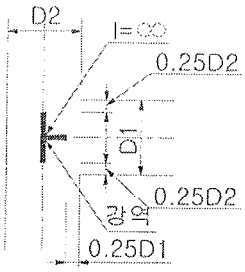
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	2.000 × 1.000	= 2.000	0.66667	1~19
2	2.200 × 1.000	= 2.200	0.88733	20~26,46~52
3	1.800 × 1.000	= 1.800	0.48600	27~45

3) 단면좌표

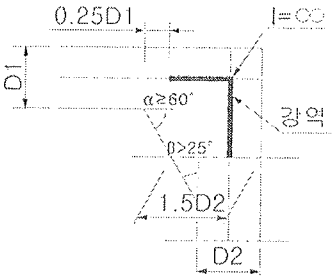
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	37	9.078	8.340
2	1.009	0.500	38	8.069	8.340
3	2.017	0.500	39	7.060	8.340
4	3.026	0.500	40	6.052	8.340
5	4.035	0.500	41	5.043	8.340
6	5.043	0.500	42	4.035	8.340
7	6.052	0.500	43	3.026	8.340
8	7.060	0.500	44	2.017	8.340
9	8.069	0.500	45	1.009	8.340
10	9.078	0.500	46	0.000	8.340
11	10.086	0.500	47	0.000	7.220
12	11.095	0.500	48	0.000	6.100
13	12.104	0.500	49	0.000	4.980
14	13.112	0.500	50	0.000	3.860
15	14.121	0.500	51	0.000	2.740
16	15.129	0.500	52	0.000	1.620
17	16.138	0.500	53	0.000	0.000
18	17.147	0.500	54	1.009	0.000
19	18.155	0.500	55	2.017	0.000
20	19.164	0.500	56	3.026	0.000
21	19.164	1.620	57	4.035	0.000
22	19.164	2.740	58	5.043	0.000
23	19.164	3.860	59	6.052	0.000
24	19.164	4.980	60	7.060	0.000
25	19.164	6.100	61	8.069	0.000
26	19.164	7.220	62	9.078	0.000
27	19.164	8.340	63	10.086	0.000
28	18.155	8.340	64	11.095	0.000
29	17.147	8.340	65	12.104	0.000
30	16.138	8.340	66	13.112	0.000
31	15.129	8.340	67	14.121	0.000
32	14.121	8.340	68	15.129	0.000
33	13.112	8.340	69	16.138	0.000
34	12.104	8.340	70	17.147	0.000
35	11.095	8.340	71	18.155	0.000
36	10.086	8.340	72	19.164	0.000

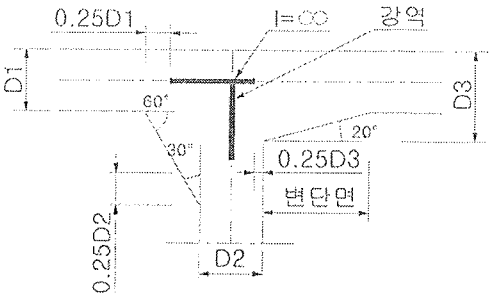
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 46 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 2200 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 700 ㎜

(2) 46 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (2200 × 500) / (2 × 500) = 300 ㎜

(3) 27 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 2200 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 700 ㎜

(4) 27 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (2200 × 500) / (2 × 500) = 300 ㎜

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2200 / 2 - 0.25 × 2000 = 600 ㎜

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2000 / 2 - 0.25 × 2200 = 450 ㎜

(7) 20 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2200 / 2 - 0.25 × 2000 = 600 ㎜

(8) 20 지점 - 슬래브 벽체 연결부

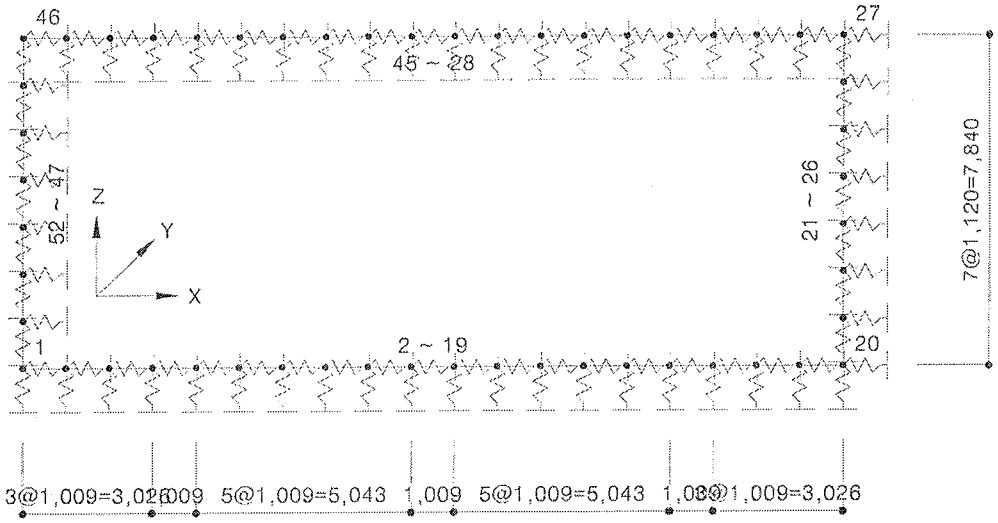
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2000 / 2 - 0.25 × 2200 = 450 ㎜

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

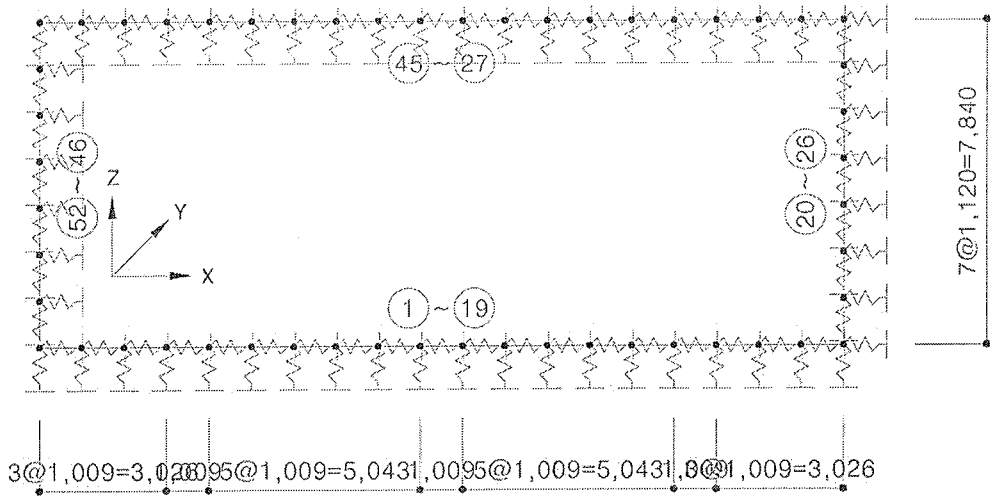
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

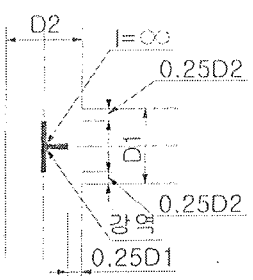
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	2.000 × 1.000	= 2.000	0.66667	1~19
2	2.200 × 1.000	= 2.200	0.88733	20~26,46~52
3	1.800 × 1.000	= 1.800	0.48600	27~45

3) 단면좌표

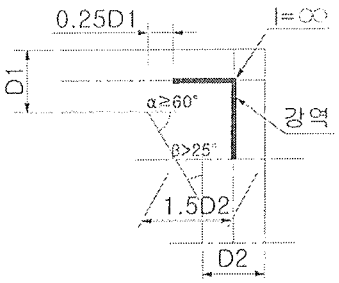
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	27	19.164	7.840
2	1.009	0.000	28	18.155	7.840
3	2.017	0.000	29	17.147	7.840
4	3.026	0.000	30	16.138	7.840
5	4.035	0.000	31	15.129	7.840
6	5.043	0.000	32	14.121	7.840
7	6.052	0.000	33	13.112	7.840
8	7.060	0.000	34	12.104	7.840
9	8.069	0.000	35	11.095	7.840
10	9.078	0.000	36	10.086	7.840
11	10.086	0.000	37	9.078	7.840
12	11.095	0.000	38	8.069	7.840
13	12.104	0.000	39	7.060	7.840
14	13.112	0.000	40	6.052	7.840
15	14.121	0.000	41	5.043	7.840
16	15.129	0.000	42	4.035	7.840
17	16.138	0.000	43	3.026	7.840
18	17.147	0.000	44	2.017	7.840
19	18.155	0.000	45	1.009	7.840
20	19.164	0.000	46	0.000	7.840
21	19.164	1.120	47	0.000	6.720
22	19.164	2.240	48	0.000	5.600
23	19.164	3.360	49	0.000	4.480
24	19.164	4.480	50	0.000	3.360
25	19.164	5.600	51	0.000	2.240
26	19.164	6.720	52	0.000	1.120

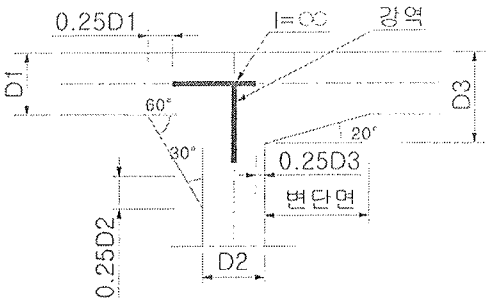
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 46 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 2200 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 700 ㎜

(2) 46 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (2200 × 500) / (2 × 500) = 300 ㎜

(3) 27 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 2200 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 700 ㎜

(4) 27 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (2200 × 500) / (2 × 500) = 300 ㎜

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2200 / 2 - 0.25 × 2000 = 600 ㎜

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2000 / 2 - 0.25 × 2200 = 450 ㎜

(7) 20 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2200 / 2 - 0.25 × 2000 = 600 ㎜

(8) 20 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2000 / 2 - 0.25 × 2200 = 450 ㎜

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 300000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × L = √(21.364 × 9.990) = 14.61 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 3000(= 1000000.0 kN/m³

Kv = 1000000.000 × (14.609 / 0.3)^(-3 / 4 = 54246.65 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (2.200/2 + 1.009/2) = 87029 kN/m	1,20
Kv2	Kv x (1.009/2 + 1.009/2) = 54715 kN/m	2~19
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	10

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 점토 섞인 실트(ML) (EL. : 9.853 ~ 0.850, N=11)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 11^(1/3) = 177.9 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 177.9 = 177.9 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 177.9^2 = 64523.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 64523.0 = 170340.7 kN/m^2

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 11^(1/3) = 177.9 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 177.9 = 142.3 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 142.3^2 = 41283.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 41283.0 = 108987.1 kN/m^2

(2) 자갈질 모래 콘크리트 (EL. : 0.850 ~ -1.150, N=14)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 14^(1/3) = 192.8 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 192.8 = 192.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 192.8^2 = 75784.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 75784.0 = 200069.8 kN/m^2

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 14^(1/3) = 192.8 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 192.8 = 154.2 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 154.2^2 = 48476.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 48476.0 = 127976.6 kN/m^2

(3) 자갈질 모래 콘크리트 (EL. : -1.150 ~ -1.750, N=18)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 18^(1/3) = 209.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 209.7 = 209.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 209.7^2 = 89652.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 89652.0 = 236681.3 kN/m^2

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 18^(1/3) = 209.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 209.7 = 167.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 167.8^2 = 57404.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 57404.0 = 151546.6 kN/m^2

(4) 실트 섞인 자갈(GM) (EL. : -1.750 ~ -2.850, N=31)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 31^(1/3) = 251.3 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 251.3 = 251.3 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 251.3² = 128750.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 128750.0 = 339900.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 31^(1/3) = 251.3 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 251.3 = 201.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 201.0² = 82367.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 82367.0 = 217448.9 kN/m²

(5) 풍화암(WR) (EL. : -2.850 ~ -11.550, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 50^(1/3) = 294.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 294.7 = 294.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 294.7² = 177060.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 177060.0 = 467438.4 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 50^(1/3) = 294.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 294.7 = 235.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 235.8² = 113357.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 113357.0 = 299262.5 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제4토층 ,점토 섞인 실트(ML)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(21.364 × 9.990) = 14.609 m (L < B)
Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 170340.7 = 1135604.7 kN/m³
Kv = 1135604.670 × (14.609 / 0.3)^(-3 / 4) = 61602.75 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 61602.750 = 20534.25 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제8토층 , 풍화암(WR)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(21.364 × 9.990) = 14.609 m (L < B)
Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 467438.4 = 3116256.0 kN/m³
Kv = 3116256.000 × (14.609 / 0.3)^(-3 / 4) = 169046.45 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 169046.450 = 56348.82 kN/m³

(3) 측벽 : 제4토층 , 점토 섞인 실트(ML)

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(9.740 × 9.740) = 9.740 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 170340.7 = 1135604.7 kN/m³

Kh = 1135604.670 × (9.740 / 0.3)^(-3 / 4) = 83492.77 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 83492.770 = 27830.92 kN/m³

(4) 측벽 : 제5토층 , 자갈질 모래 콘크리트

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(9.740 × 9.740) = 9.740 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 200069.8 = 1333798.7 kN/m³

Kh = 1333798.670 × (9.740 / 0.3)^(-3 / 4) = 98064.54 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 98064.540 = 32688.18 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.009/2 + 1.009/2) = 62134 kN/m	28~45
Ksb1	Ksb x (1.009/2 + 1.009/2) = 20711 kN/m	

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.120/2 + 1.120/2) = 256610 kN/m	21~23,50~52
Kss1	Kss x (1.120/2 + 1.120/2) = 85537 kN/m	
Kh2	Kh x (1.120/2 + 1.120/2) = 186595 kN/m	24,49
Kss2	Kss x (1.120/2 + 1.120/2) = 62198 kN/m	
Kh3	Kh x (1.120/2 + 1.120/2) = 109832 kN/m	25~26,47,48
Kss3	Kss x (1.120/2 + 1.120/2) = 36611 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.009/2 + 1.009/2) = 170505 kN/m	2~19
Ksb1	Ksb x (1.009/2 + 1.009/2) = 56835 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (2.200/2 + 1.009/2) = 271204 kN/m	1,20
Ksb1	Kh x (1.120/2 + 2.000/2) = 357420 kN/m	
Kv2	Kv x (1.009/2 + 2.200/2) = 98830 kN/m	27,46
Ksb2	Kh x (1.120/2 + 1.800/2) = 121899 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제4토층 ,점토 섞인 실트(ML)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(21.364 × 9.990) = 14.609 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × f = 1 / 0.3 × 2 × 108987.1 = 726580.67 kN/m³

Kv = 726580.670 × (14.609 / 0.3)^(-3 / 4) = 39414.57 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 39414.570 = 13138.19 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제8토층 , 풍화암(WR)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(21.364 × 9.990) = 14.609 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × f = 1 / 0.3 × 2 × 299262.5 = 1995083.3 kN/m³

Kv = 1995083.330 × (14.609./ 0.3)^(-3 / 4) = 108226.59 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 108226.590 = 36075.53 kN/m³

(3) 측벽 : 제4토층 , 점토 섞인 실트(ML)

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(9.740 × 9.740) = 9.740 m

Kho = 1 / 0.3 × α × f = 1 / 0.3 × 2 × 108987.1 = 726580.7 kN/m³

Kh = 726580.670 × (9.740 / 0.3)^(-3 / 4) = 53420.21 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 53420.210 = 17806.74 kN/m³

(4) 측벽 : 제5토층 , 자갈질 모래 콘크리트

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(9.740 × 9.740) = 9.740 m

Kho = 1 / 0.3 × α × f = 1 / 0.3 × 2 × 127976.6 = 853177.3 kN/m³

Kh = 853177.330 × (9.740 / 0.3)^(-3 / 4) = 62727.94 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 62727.940 = 20909.31 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.009/2 + 1.009/2) = 39755 kN/m	28~45
Ksb1	Ksb x (1.009/2 + 1.009/2) = 13252 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.120/2 + 1.120/2) = 164286 kN/m	21~23,50~52
Kss1	Kss x (1.120/2 + 1.120/2) = 54762 kN/m	
Kh2	Kh x (1.120/2 + 1.120/2) = 119373 kN/m	24,49
Kss2	Kss x (1.120/2 + 1.120/2) = 39791 kN/m	
Kh3	Kh x (1.120/2 + 1.120/2) = 70255 kN/m	25~26,47,48
Kss3	Kss x (1.120/2 + 1.120/2) = 23418 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.009/2 + 1.009/2) = 109161 kN/m	2~19
Ksb1	Ksb x (1.009/2 + 1.009/2) = 36387 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (2.200/2 + 1.009/2) = 173630 kN/m	1,20
Ksb1	Kh x (1.120/2 + 2.000/2) = 228827 kN/m	
Kv2	Kv x (1.009/2 + 2.200/2) = 63233 kN/m	27,46
Ksb2	Kh x (1.120/2 + 1.800/2) = 77994 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

	성능 / 기준 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
설계지진	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수,I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역		행정구역	구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반 분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.50 kN/m²
- 토 사	: 7.350 × 19.00	=	139.65 kN/m²
	∴ Total Wd1	=	151.15 kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.50 kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00	=	9.50 kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 6.850 × 10.00	=	68.50 kN/m²
	∴ Total Wd2	=	89.50 kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 7.850m

- Wl1 = 15.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 15.000 × 0.5(= 7.500 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 8.250 × 19.000) × 0.500 = 84.13 kN/m²
Wh2 = 84.125 + 1.120 × 19.000 × 0.500 = 94.77 kN/m²
Wh3 = 94.765 + 1.120 × 19.000 × 0.500 = 105.41 kN/m²
Wh4 = 105.405 + 1.120 × 19.000 × 0.500 = 116.05 kN/m²
Wh5 = 116.045 + 1.120 × 19.000 × 0.500 = 126.69 kN/m²
Wh6 = 126.685 + 1.120 × 19.000 × 0.500 = 137.33 kN/m²
Wh7 = 137.325 + 1.120 × 19.000 × 0.500 = 147.97 kN/m²
Wh8 = 147.965 + 1.120 × 19.000 × 0.500 = 158.61 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 7.750 × = 49.25 kN/m²
Wh2 = 49.250 + 1.120 × 10.000 × 0.500 = 54.85 kN/m²
Wh3 = 54.850 + 1.120 × 10.000 × 0.500 = 60.45 kN/m²
Wh4 = 60.450 + 1.120 × 10.000 × 0.500 = 66.05 kN/m²
Wh5 = 66.050 + 1.120 × 10.000 × 0.500 = 71.65 kN/m²
Wh6 = 71.650 + 1.120 × 10.000 × 0.500 = 77.25 kN/m²
Wh7 = 77.250 + 1.120 × 10.000 × 0.500 = 82.85 kN/m²
Wh8 = 82.850 + 1.120 × 10.000 × 0.500 = 88.45 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중
- Ww1 = 6.850 × 10.000 = 68.50 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중
- Ww2 = 7.750 × 10.000 = 77.50 kN/m²
Ww3 = 77.500 + 1.120 × 10.000 = 88.70 kN/m²
Ww4 = 88.700 + 1.120 × 10.000 = 99.90 kN/m²
Ww5 = 99.900 + 1.120 × 10.000 = 111.10 kN/m²
Ww6 = 111.100 + 1.120 × 10.000 = 122.30 kN/m²
Ww7 = 122.300 + 1.120 × 10.000 = 133.50 kN/m²
Ww8 = 133.500 + 1.120 × 10.000 = 144.70 kN/m²
Ww9 = 144.700 + 1.120 × 10.000 = 155.90 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중
- Ww10 = (7.850 + 9.740 - 1.000) × 10.000 = 165.90 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15^{\circ}\,C$

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ (kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	0.065	248.600	198.900	19.000	0.001	0.001
점토섞인모래(SC)	2.800	127.000	101.600	20.000	0.088	0.110
실트섞인점토(CL)	2.600	136.800	109.400	20.000	0.076	0.095
점토섞인모래(SC)	1.600	172.400	137.900	20.000	0.037	0.046
점토섞인실트(ML)	2.000	177.900	142.300	20.000	0.045	0.056
자갈질모래콘크리트	2.000	192.800	154.200	20.000	0.041	0.052
자갈질모래콘크리트	0.600	209.700	167.800	20.000	0.011	0.014
실트섞인자갈(GM)	1.100	251.300	201.000	20.000	0.018	0.022
풍화암(WR)	8.700	294.700	235.800	20.000	0.118	0.148
연암(SR)	8.535	248.600	198.900	20.000	0.137	0.172
계					0.572	0.716

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.572 = 0.715	1.25 Tg' = 1.25 × 0.716 = 0.895

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

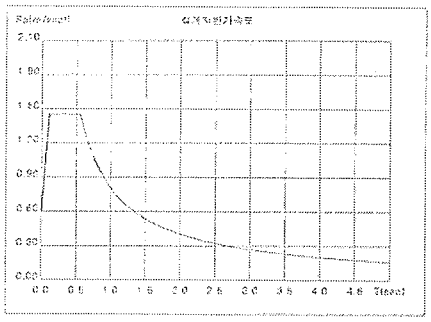
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- $0 \le Tg < To$ 일때 $Sa = [Ca+(2.5\times Ca-Ca)/To\times Tg]\times g\times I\times Cd$ - $To \le Tg < Ts$ 일때 $Sa = 2.5\times Ca\times g\times I\times Cd$ - $Tg \ge Ts$ 일때 $Sa = Cv\times g\times I\times Cd/Tg = 1.126\ m/s^2$	- $0 \le Tg < To$ 일때 $Sa = [Ca+(2.5\times Ca-Ca)/To\times Tg]\times g\times I\times Cd$ - $To \le Tg < Ts$ 일때 $Sa = 2.5\times Ca\times g\times I\times Cd$ - $Tg \ge Ts$ 일때 $Sa = Cv\times g\times I\times Cd/Tg = 1.842\ m/s^2$

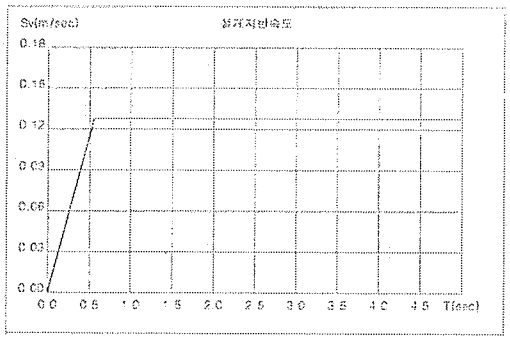
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
$Sv = Tg/2\pi \times Sa = 0.715 / 2\pi \times 1.126$ $= 0.128\ m/s$	$Sv = Tg/2\pi \times Sa = 0.895 / 2\pi \times 1.842$ $= 0.262\ m/s$

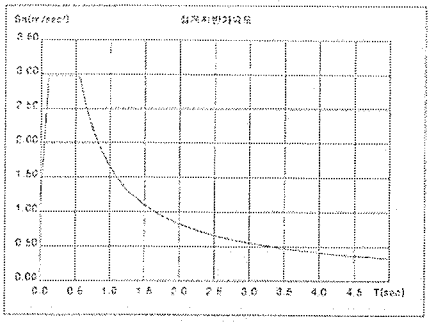
6) 설계응답 응답스펙트럼

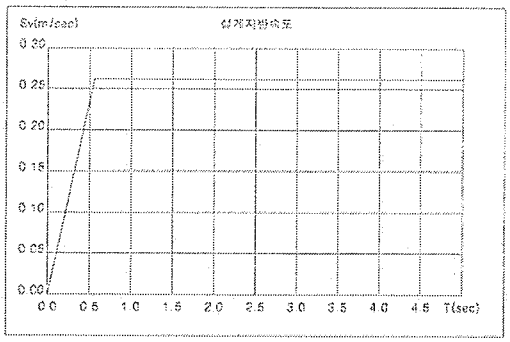
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 8.750 m
- 하부슬래브 EL. = 16.590 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.715 \times \cos(\pi \times 8.750 / (2 \times 30.000)) = 0.016633$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.715 \times \cos(\pi \times 16.590 / (2 \times 30.000)) = 0.011978$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.895 \times \cos(\pi \times 8.750 / (2 \times 30.000)) = 0.042617$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.895 \times \cos(\pi \times 16.590 / (2 \times 30.000)) = 0.030690$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 20534.250 \times (0.016633 - 0.011978) = 95.587\ kN/m^2$	$Po = 13138.190 \times (0.042617 - 0.030690) = 156.699\ kN/m^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
8.750	83492.770	0.016633	0.004655	388.659
9.870	98064.540	0.016124	0.004146	406.576
10.990	98064.540	0.015559	0.003581	351.169
12.110	166602.540	0.014941	0.002963	493.643
13.230	229115.700	0.014271	0.002293	525.362
14.350	229115.700	0.013553	0.001575	360.857
15.470	229115.700	0.012787	0.000809	185.355
16.590	229115.700	0.011978	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
8.750	53420.210	0.042617	0.011927	637.143
9.870	62727.940	0.041312	0.010622	666.296
10.990	62727.940	0.039865	0.009175	575.529
12.110	106582.940	0.038281	0.007591	809.071
13.230	146684.010	0.036565	0.005875	861.769
14.350	146684.010	0.034724	0.004034	591.723
15.470	146684.010	0.032763	0.002073	304.076
16.590	146684.010	0.030690	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

Uh1 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zu/(2 × H))

Uh2 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zb/(2 × H))

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	64523.000 × 0.000383 = 24.710	41283.000 × 0.000982 = 40.540
Vb	177060.000 × 0.000708 = 125.360	113357.000 × 0.001813 = 205.520
Vs	(24.710 + 125.360) / 2 = 75.040	(40.540 + 205.520) / 2 = 123.030

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.800×25.000×0.074×(1 - 0.015×7.750) = 2.943	fu = 1.800×25.000×0.182×(1 - 0.015×7.750) = 7.238

② 하부슬래브

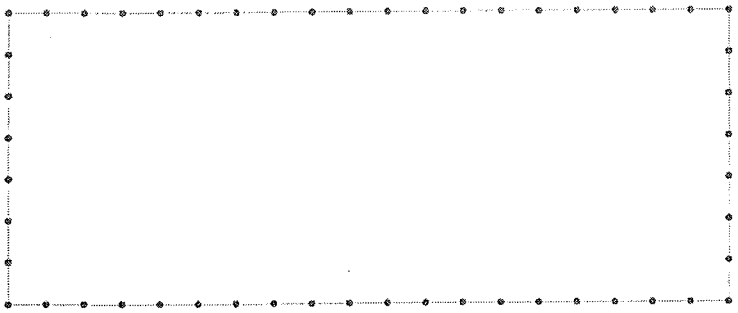
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 2.000×25.000×0.074×(1 - 0.015×15.590) = 2.835	fb = 2.000×25.000×0.182×(1 - 0.015×15.590) = 6.972

③ 측벽

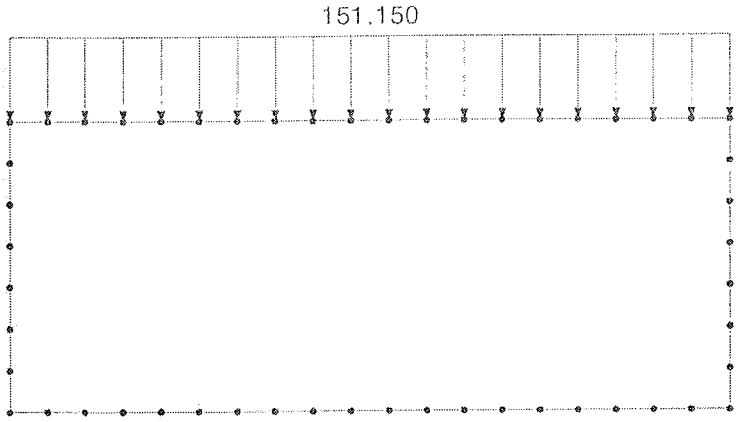
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 2.200×25.000×0.074×(1-0.015×7.750) = 3.597	f1 = 2.200×25.000×0.182×(1-0.015×7.750) = 8.846
f2 = 2.200×25.000×0.074×(1-0.015×8.870) = 3.528	f2 = 2.200×25.000×0.182×(1-0.015×8.870) = 8.678
f3 = 2.200×25.000×0.074×(1-0.015×9.990) = 3.460	f3 = 2.200×25.000×0.182×(1-0.015×9.990) = 8.510
f4 = 2.200×25.000×0.074×(1-0.015×11.110) = 3.392	f4 = 2.200×25.000×0.182×(1-0.015×11.110) = 8.342
f5 = 2.200×25.000×0.074×(1-0.015×12.230) = 3.323	f5 = 2.200×25.000×0.182×(1-0.015×12.230) = 8.174
f6 = 2.200×25.000×0.074×(1-0.015×13.350) = 3.255	f6 = 2.200×25.000×0.182×(1-0.015×13.350) = 8.005
f7 = 2.200×25.000×0.074×(1-0.015×14.470) = 3.187	f7 = 2.200×25.000×0.182×(1-0.015×14.470) = 7.837
f8 = 2.200×25.000×0.074×(1-0.015×15.590) = 3.118	f8 = 2.200×25.000×0.182×(1-0.015×15.590) = 7.669

10. 하 중 재 하 (상시)

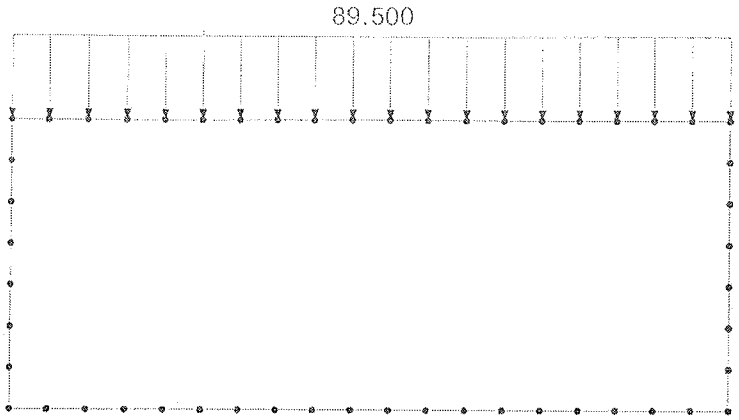
1) CASE1 - 구체자중(SW)



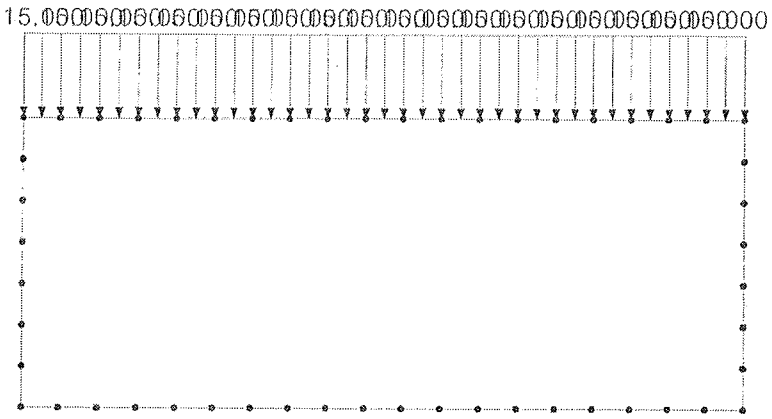
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



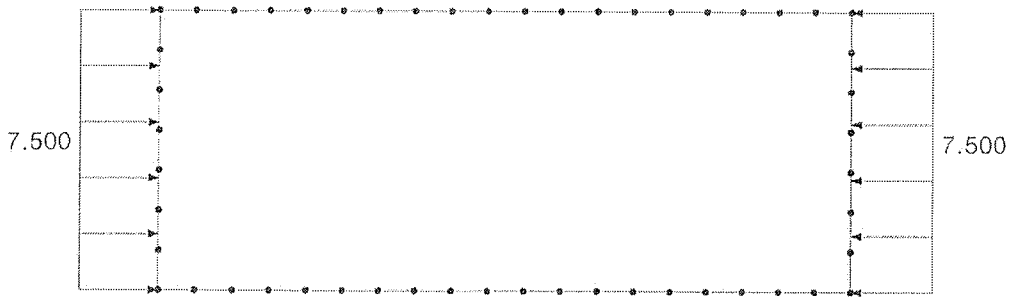
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



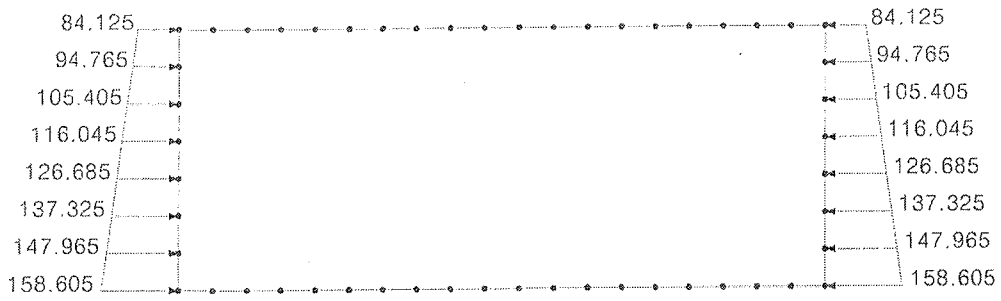
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



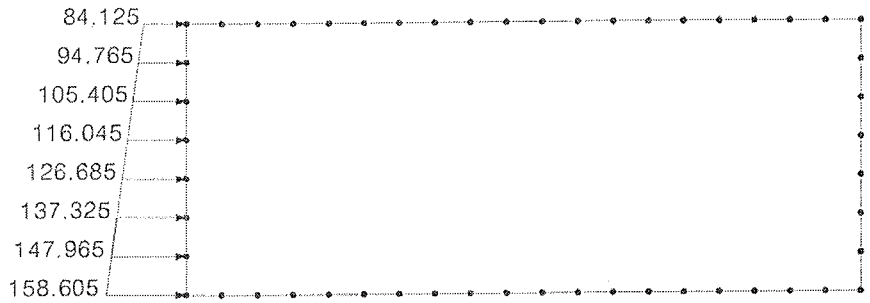
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



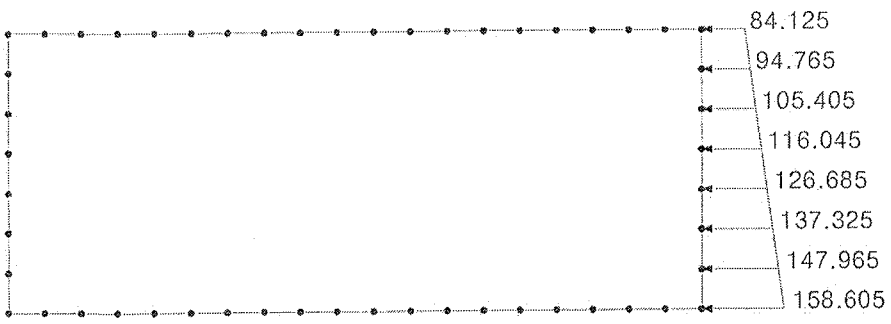
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



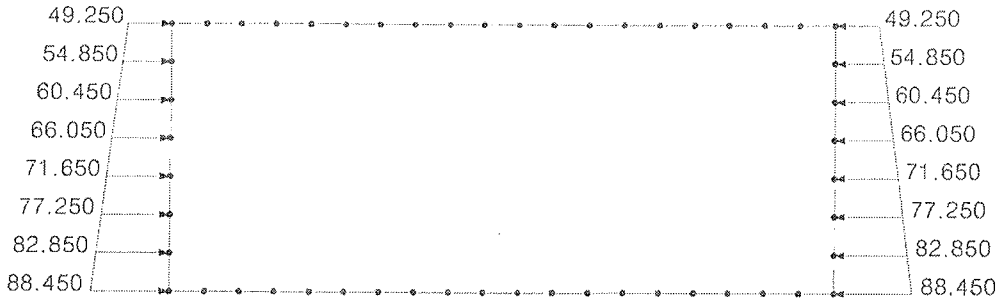
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



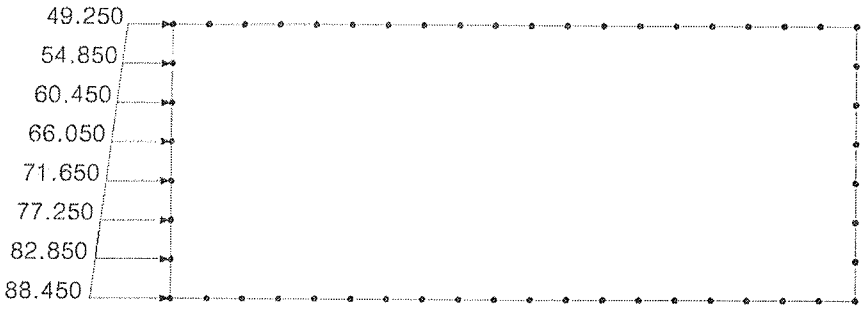
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



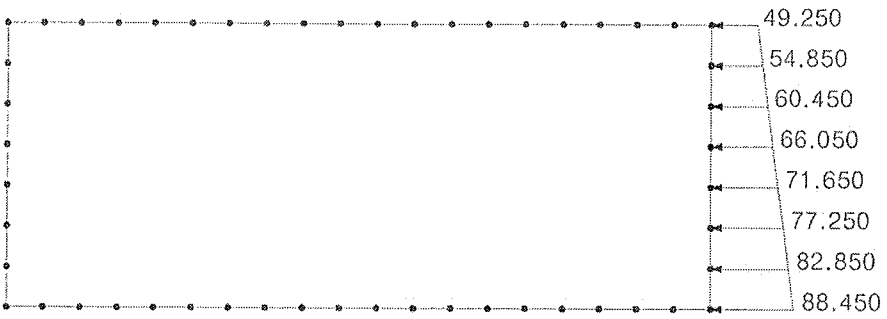
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



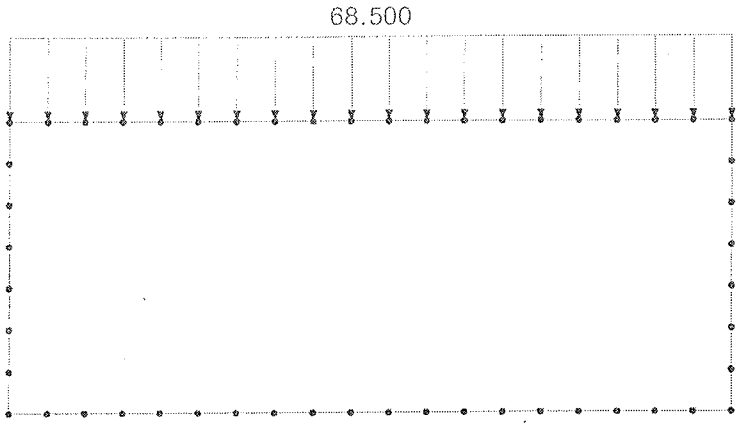
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



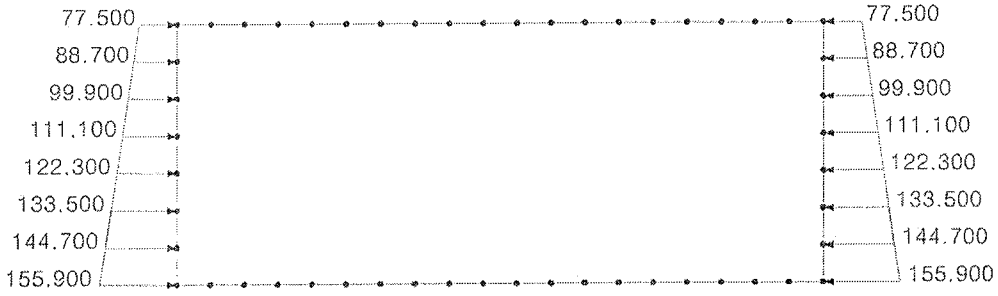
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



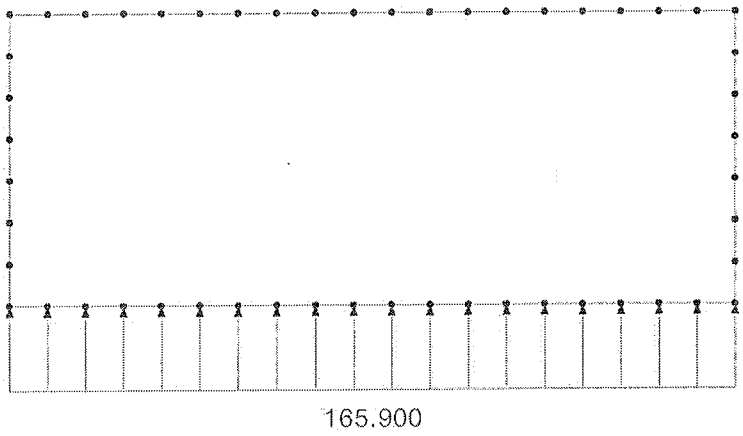
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



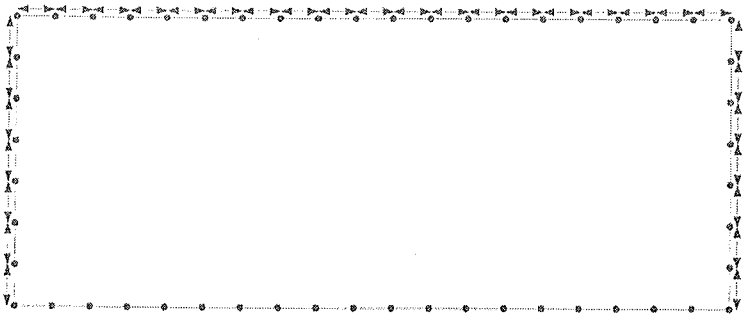
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



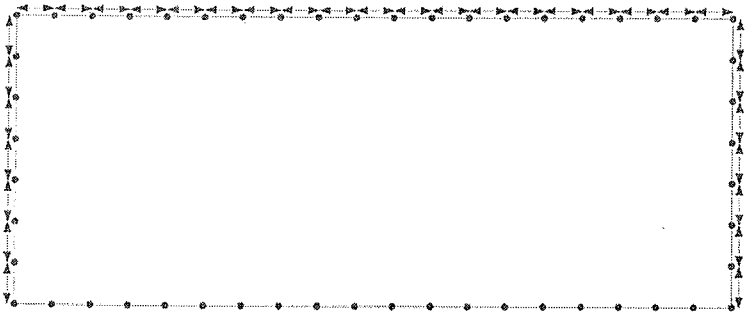
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



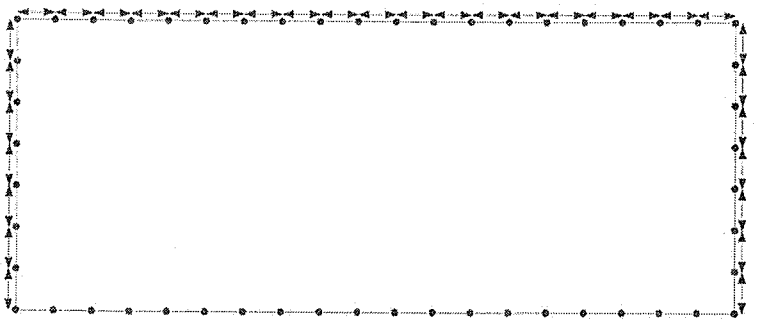
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

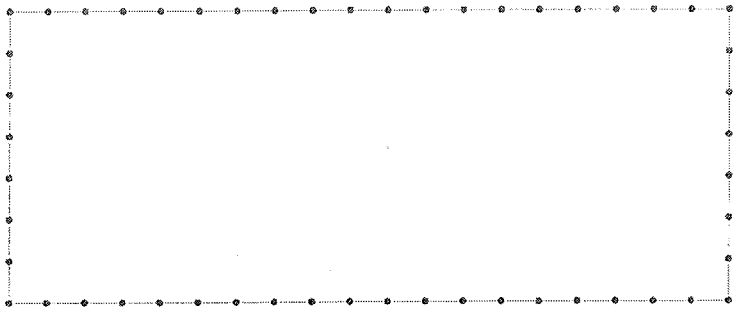


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

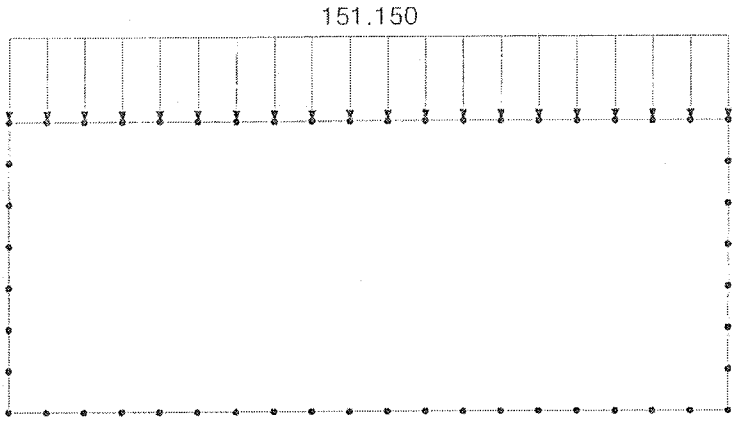


11. 하중 재하 (기능수행)

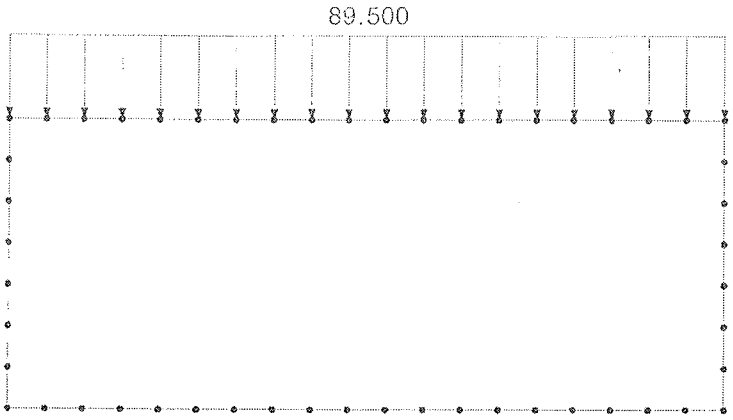
1) CASE1 - 구체자중(SW)



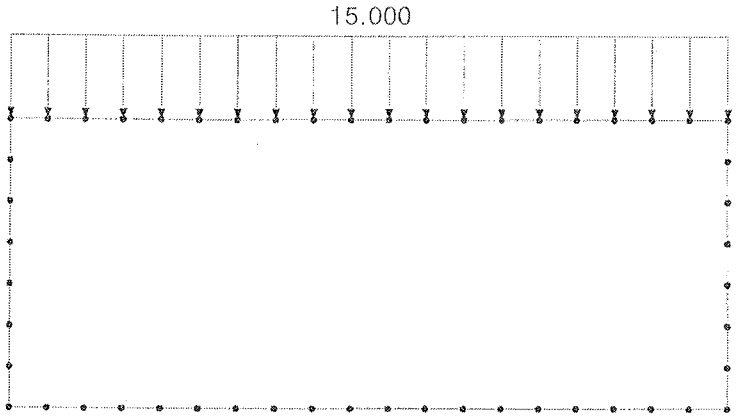
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



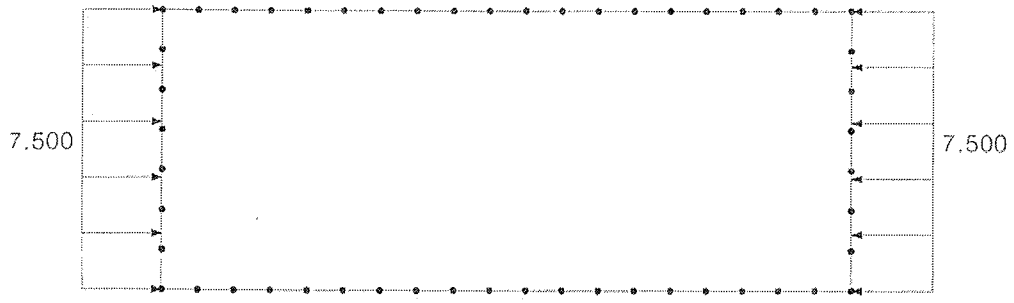
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



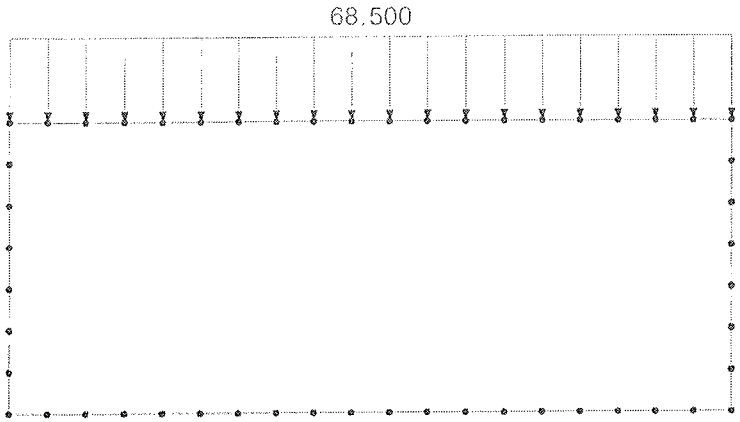
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



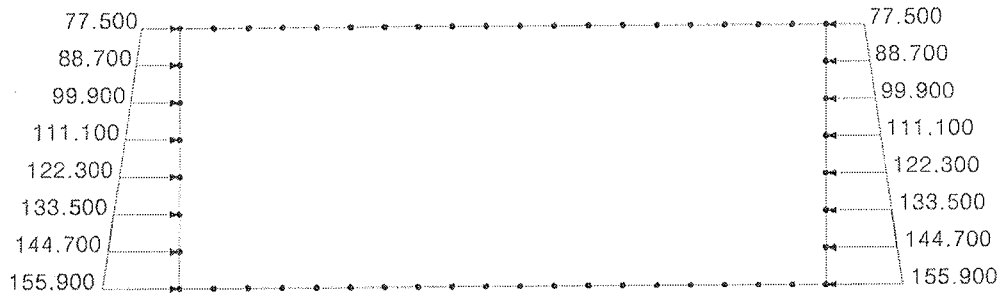
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



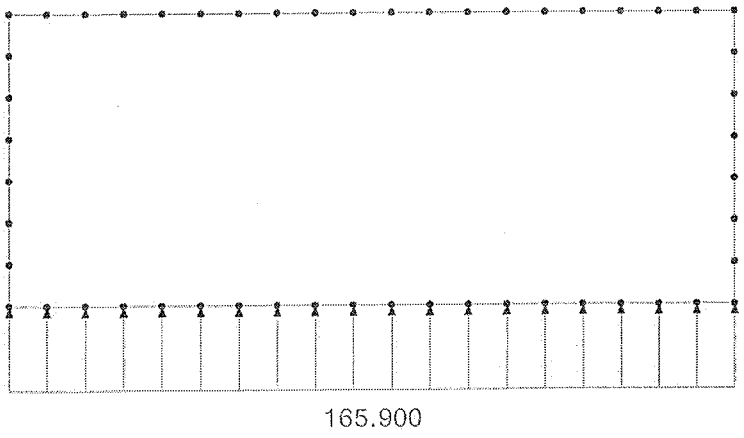
6) CASE6 - 연직수압(WATERV)



7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

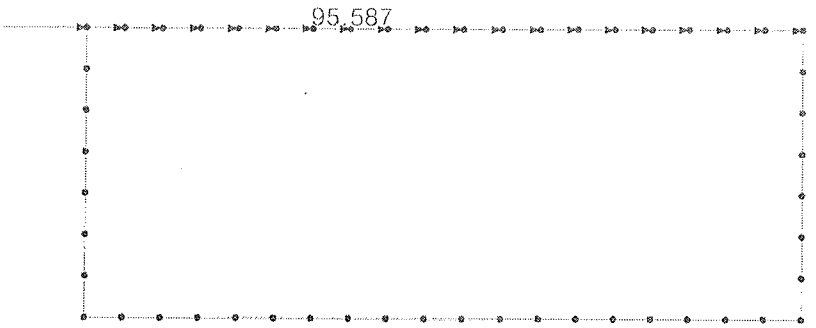


8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)

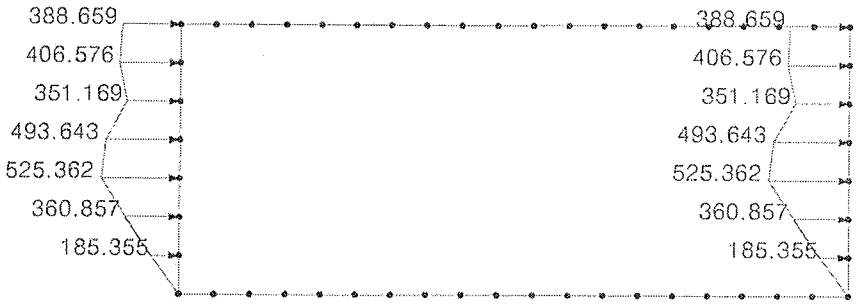


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

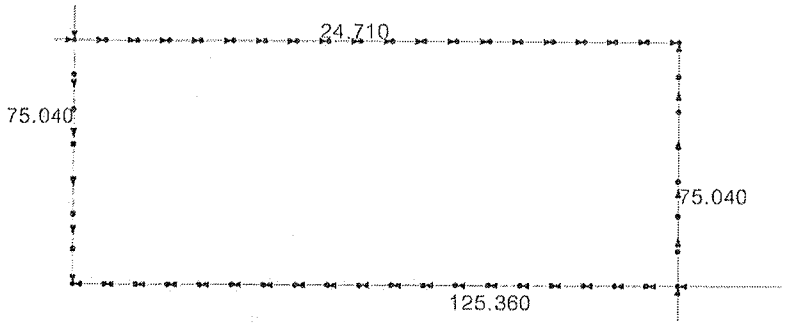
9) CASE9 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



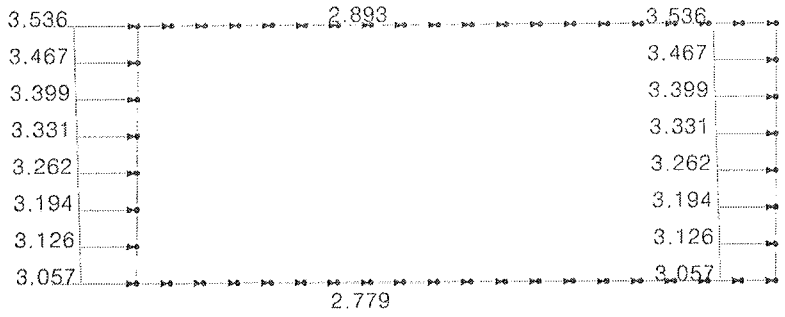
10) CASE10 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



11) CASE11 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

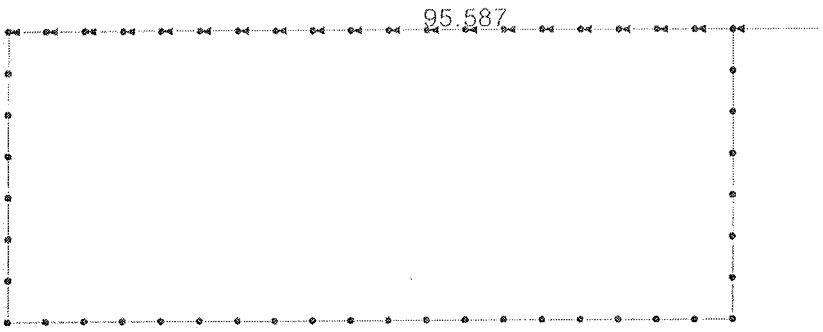


12) CASE12 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

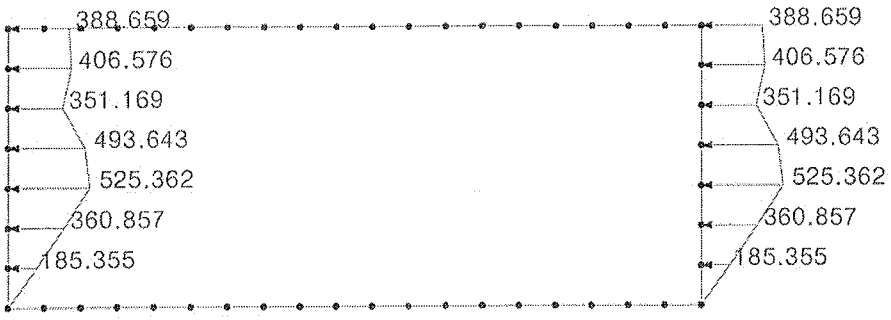


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

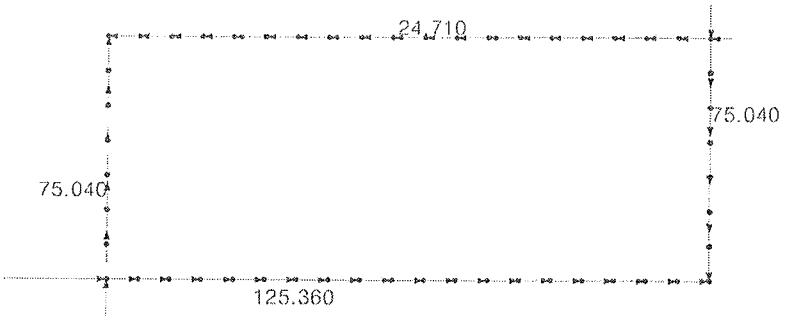
13) CASE13 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



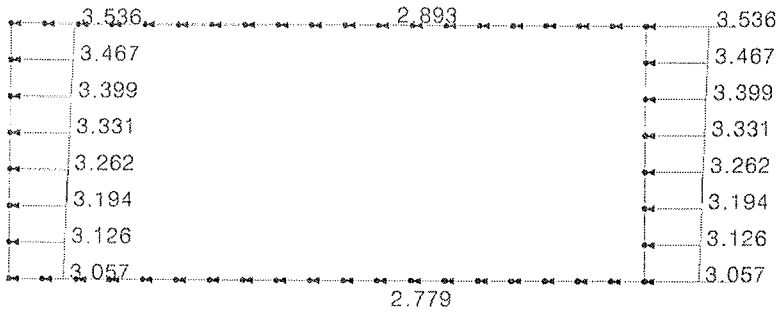
14) CASE14 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



15) CASE15 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

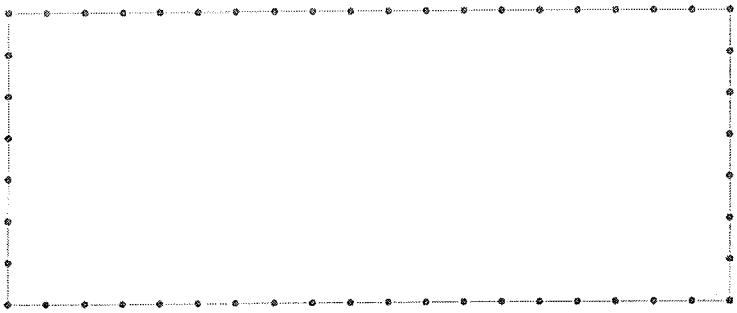


16) CASE16 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

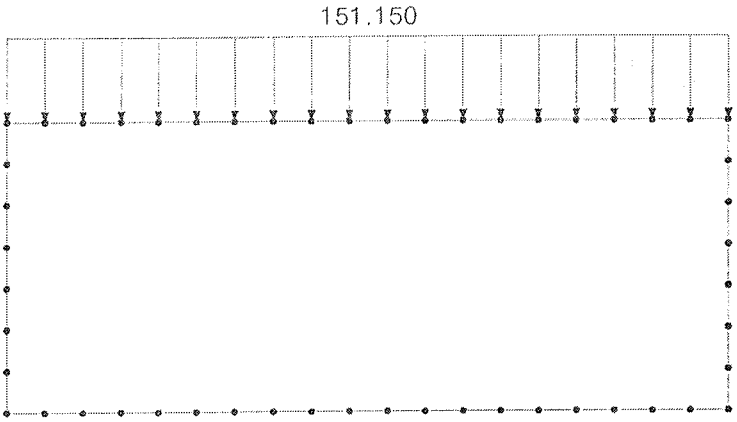


12. 하중 재하 (붕괴방지)

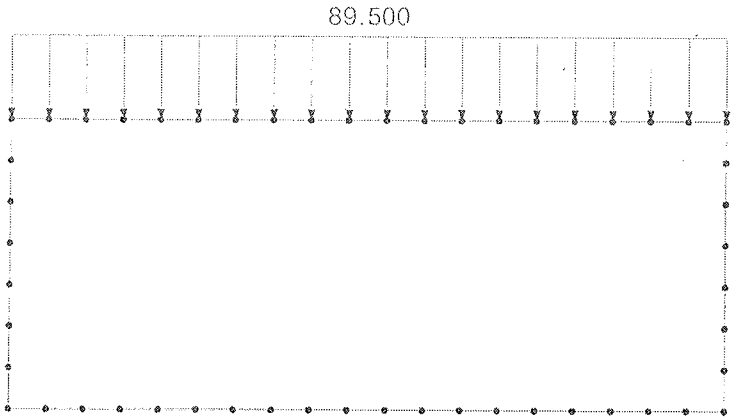
1) CASE1 - 구체자중(SW)



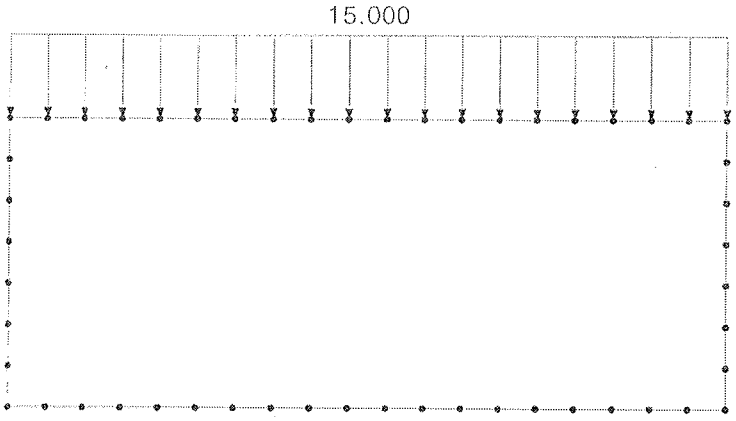
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



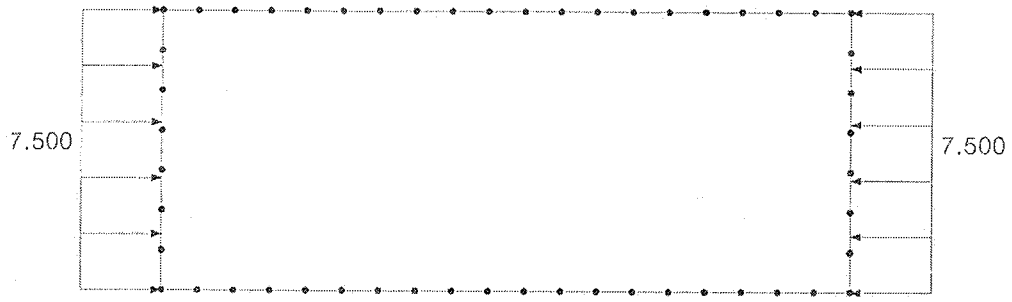
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



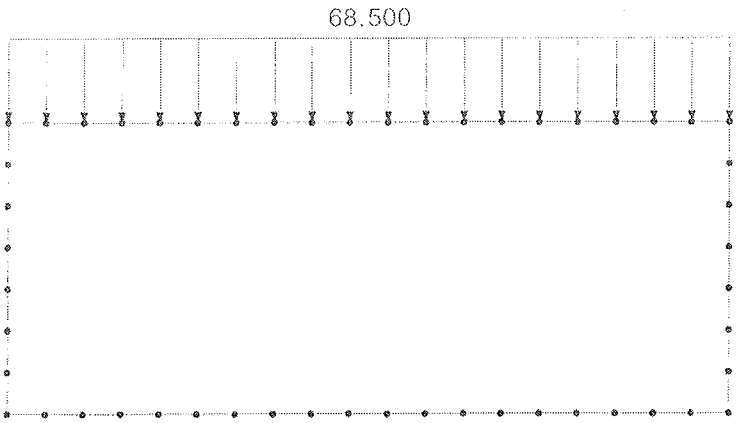
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



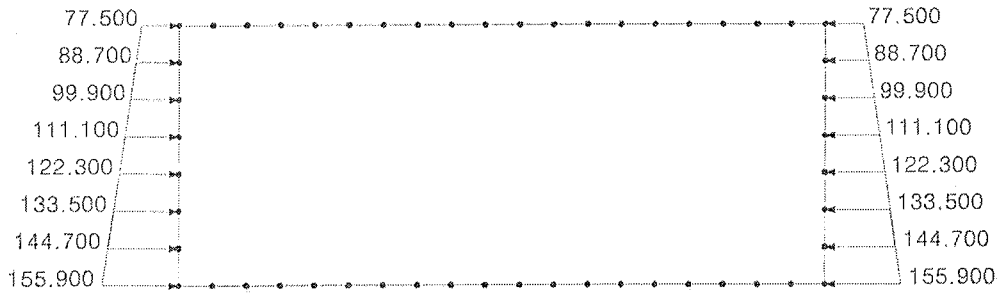
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



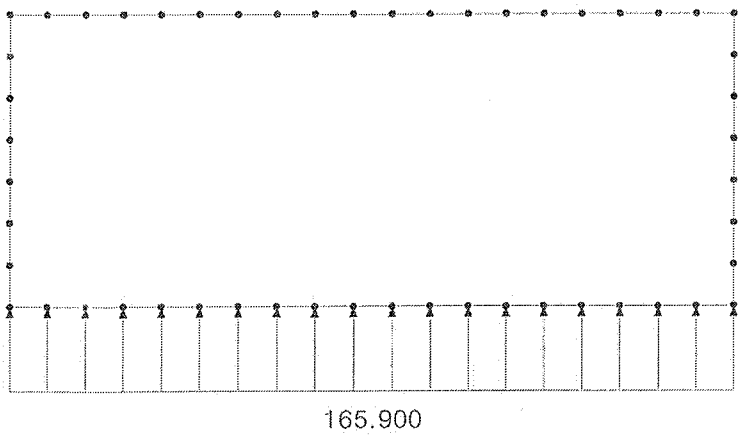
6) CASE6 - 연직수압(WATERV)



7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

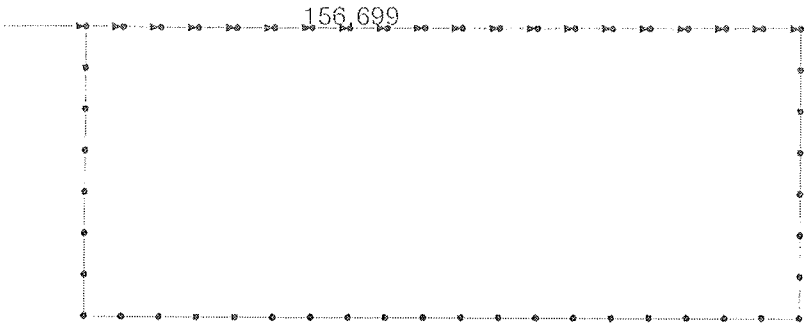


8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)

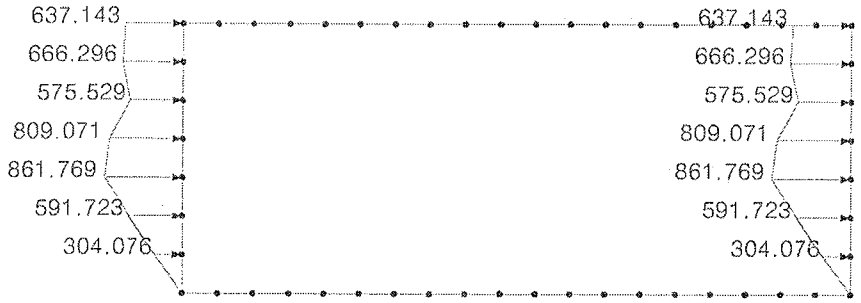


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

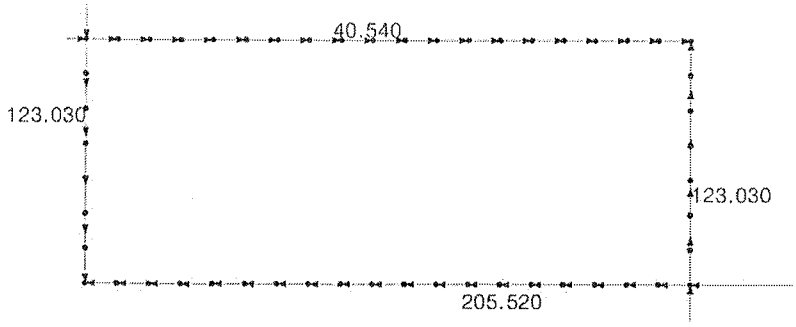
9) CASE9 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



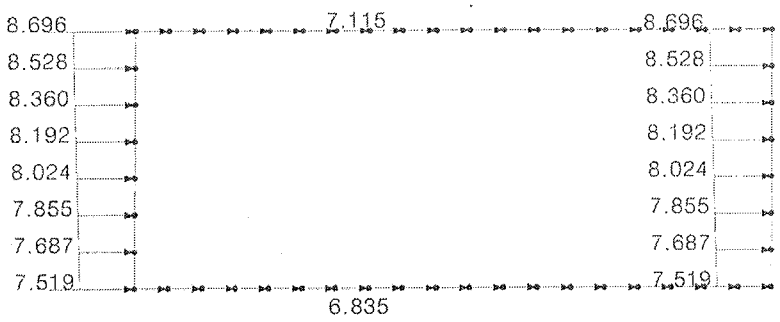
10) CASE10 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



11) CASE11 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

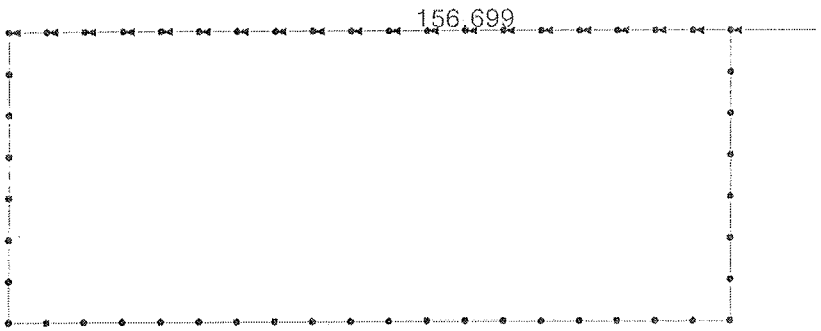


12) CASE12 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

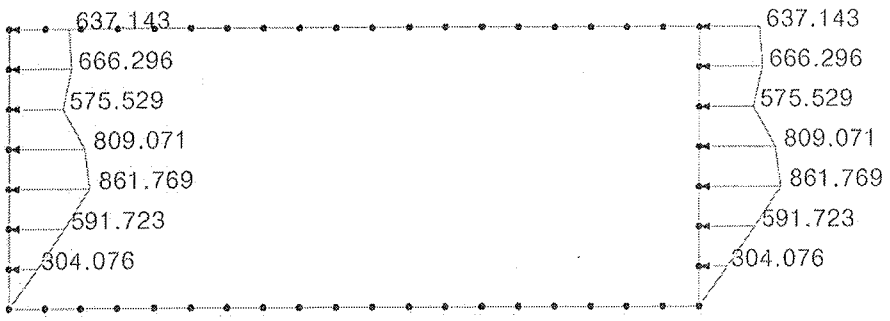


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

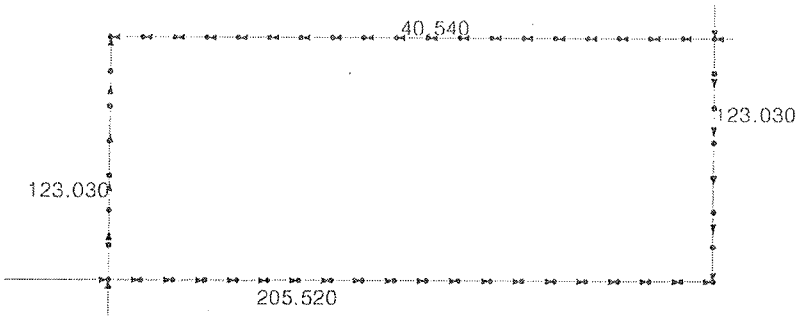
13) CASE13 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



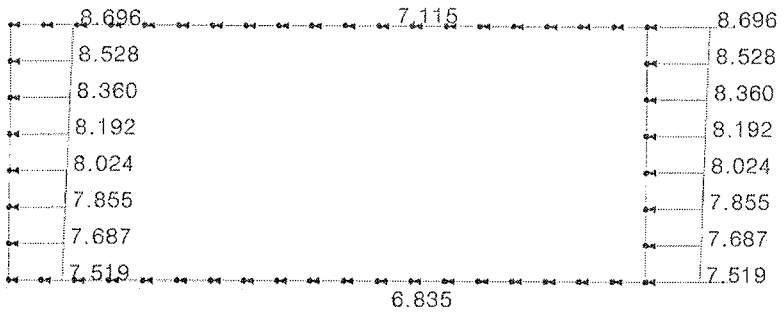
14) CASE14 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



15) CASE15 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



16) CASE16 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.875, h = 7.850 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	1.400	●
LC7	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	1.400	●
LC8	0.900	0.900		1.600		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	●

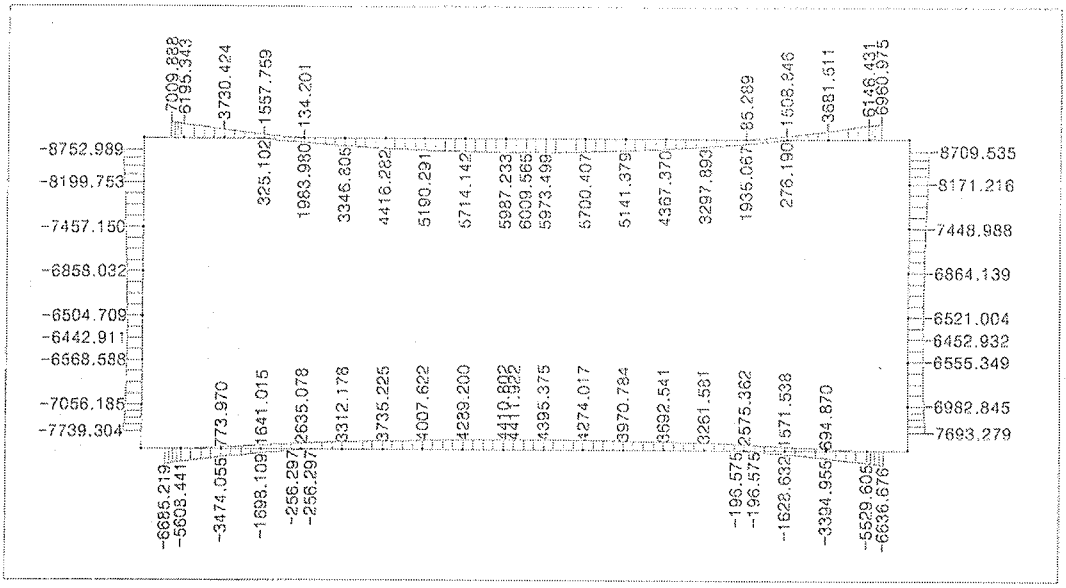
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.400	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.400	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.400	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.400	●

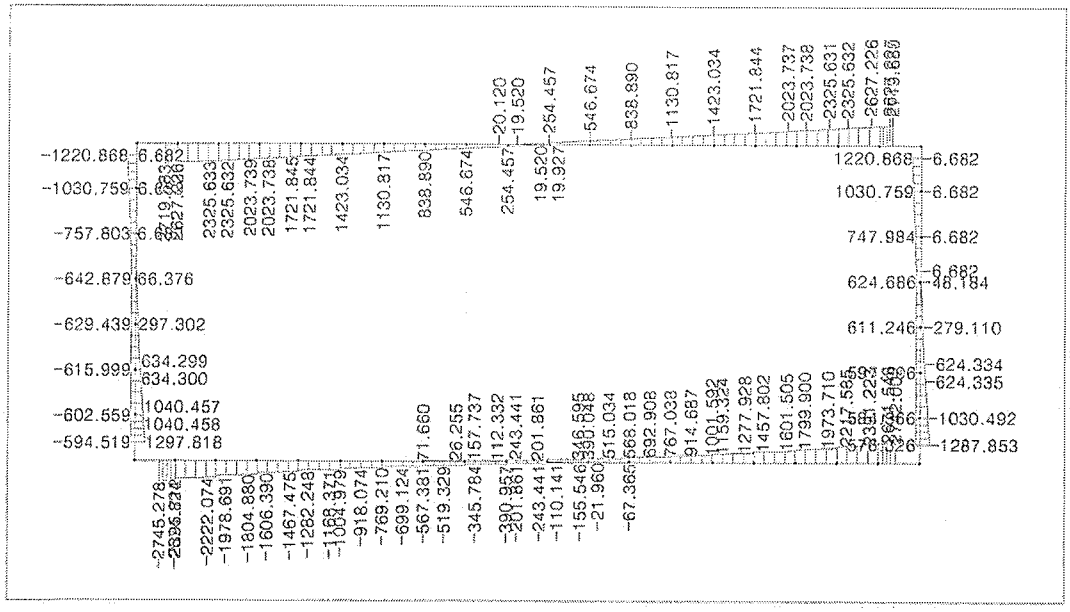
14. 단면력정리

14.1 상시

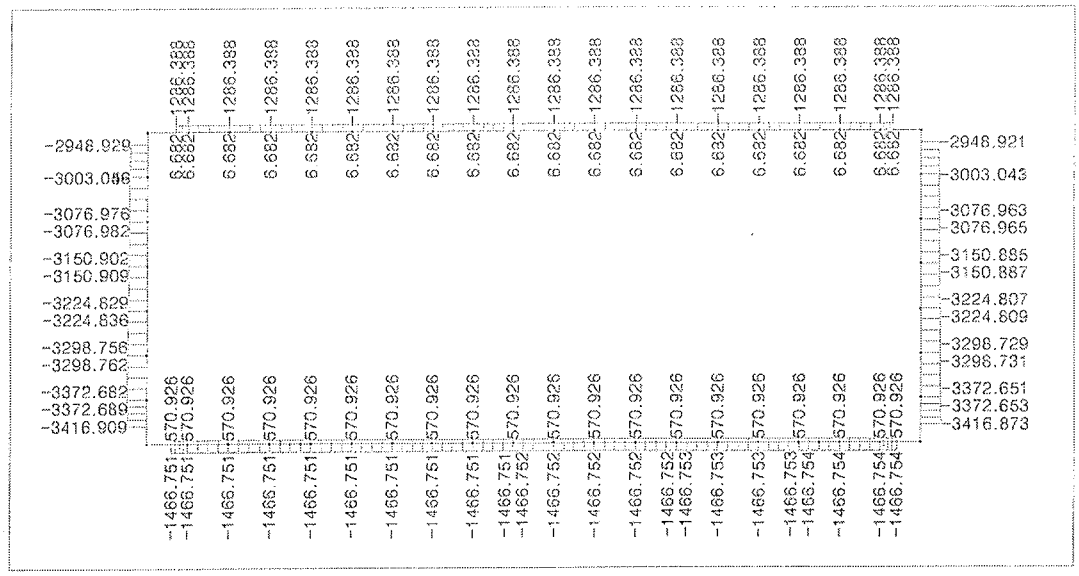
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



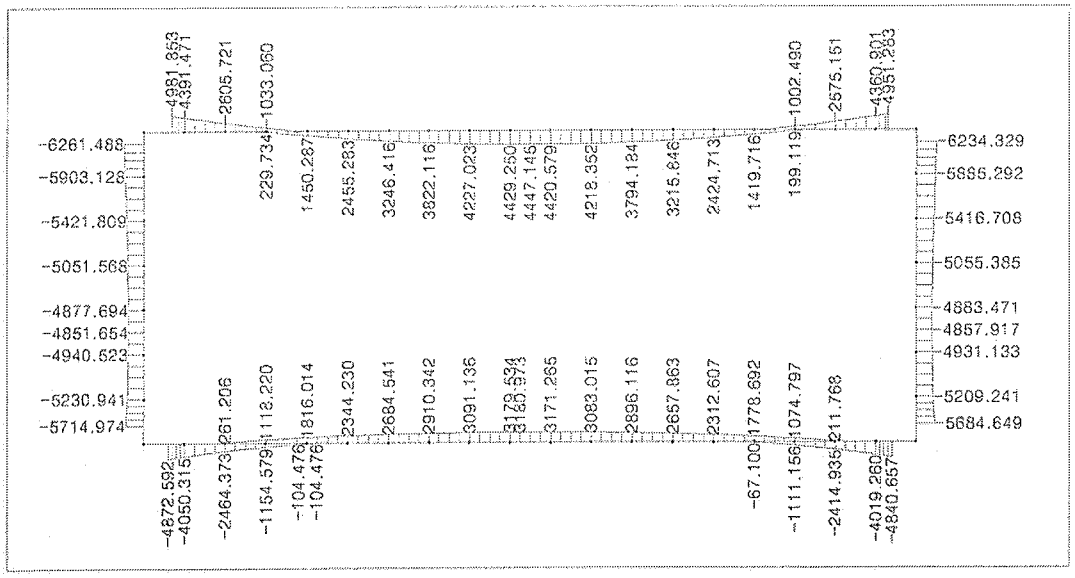
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

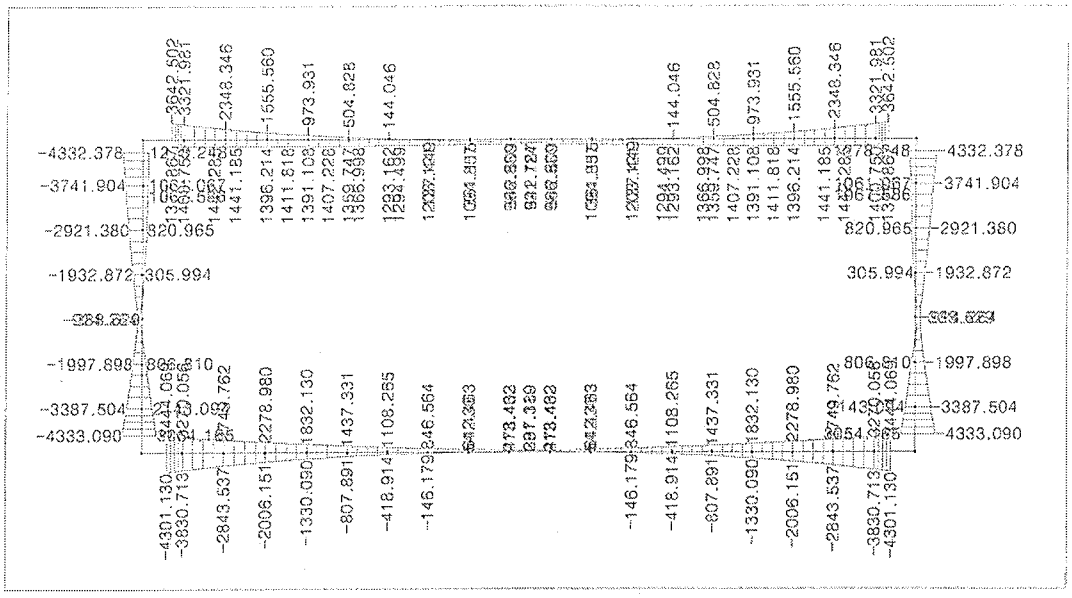


5) 단면력 정리

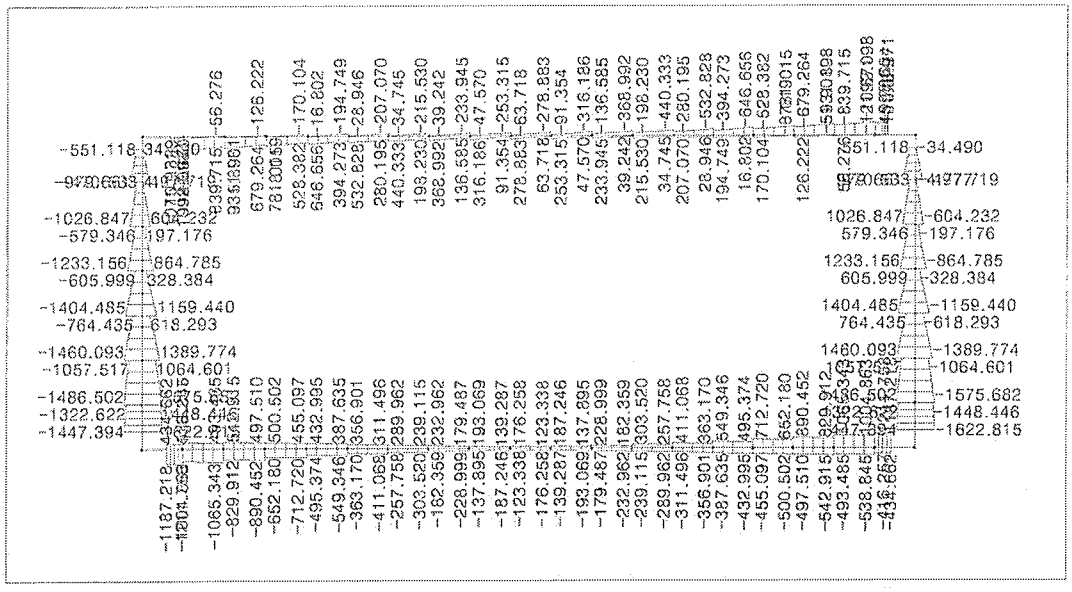
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	7009.89	2091.35	1286.39	4981.85	1000.00	1966.67	
		중앙부	2	6009.57	108.49	1286.39	4447.15	1000.00	1800.00	
		우측	3	6960.98	2091.35	1286.39	4951.28	1000.00	1966.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	6685.22	1809.34	1466.75	4872.59	1000.00	2000.00	
		중앙부	5	4411.92	228.32	1466.75	3180.97	1000.00	2000.00	
		우측	6	6636.68	1804.36	1466.75	4840.66	1000.00	2000.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	8752.99	657.81	2948.93	6261.49	1000.00	2366.67	
		추가1	8	6680.43	1220.87	3187.87	4949.82	1000.00	2200.00	
		중앙부	9	0.00	636.16	3416.91	0.00	1000.00	2200.00	
		하부	10	7739.30	628.39	3416.91	5714.97	1000.00	2200.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	8709.54	647.17	2948.92	6234.33	1000.00	2366.67	
		추가1	12	6691.63	1287.85	3187.85	4956.82	1000.00	2200.00	
		중앙부	13	0.00	617.97	3416.87	0.00	1000.00	2200.00	
		하부	14	7693.28	610.20	3416.87	5684.65	1000.00	2200.00	

14.2 지진시(기능수행)

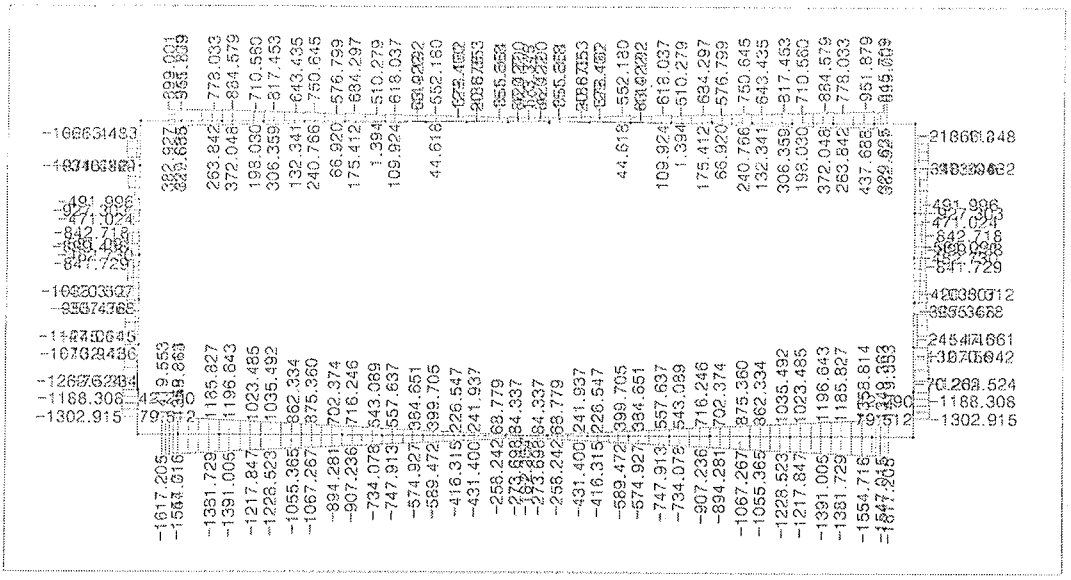
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

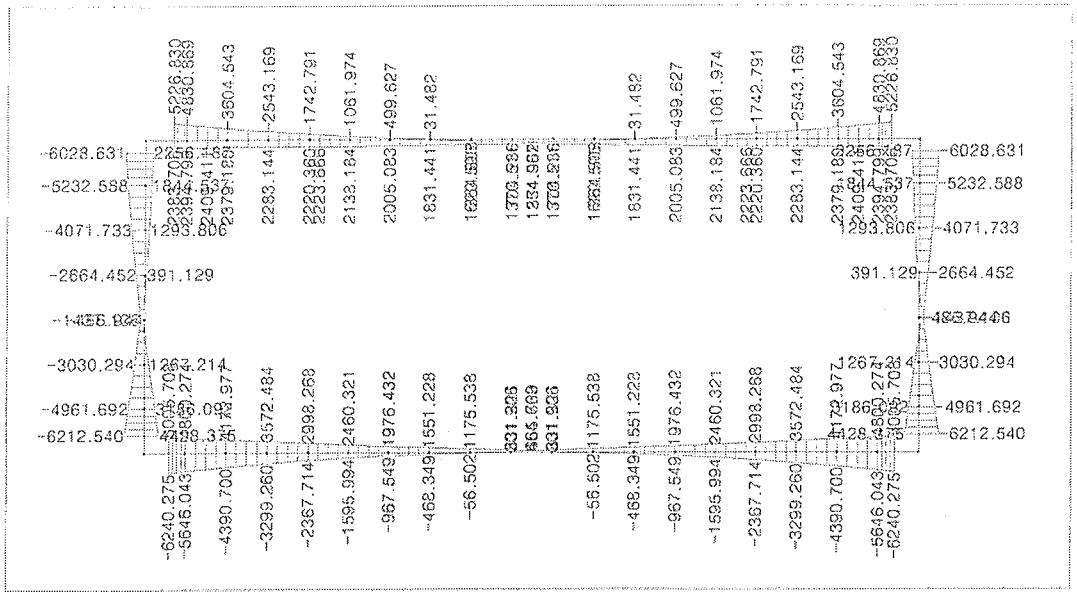


4) 단면력 정리

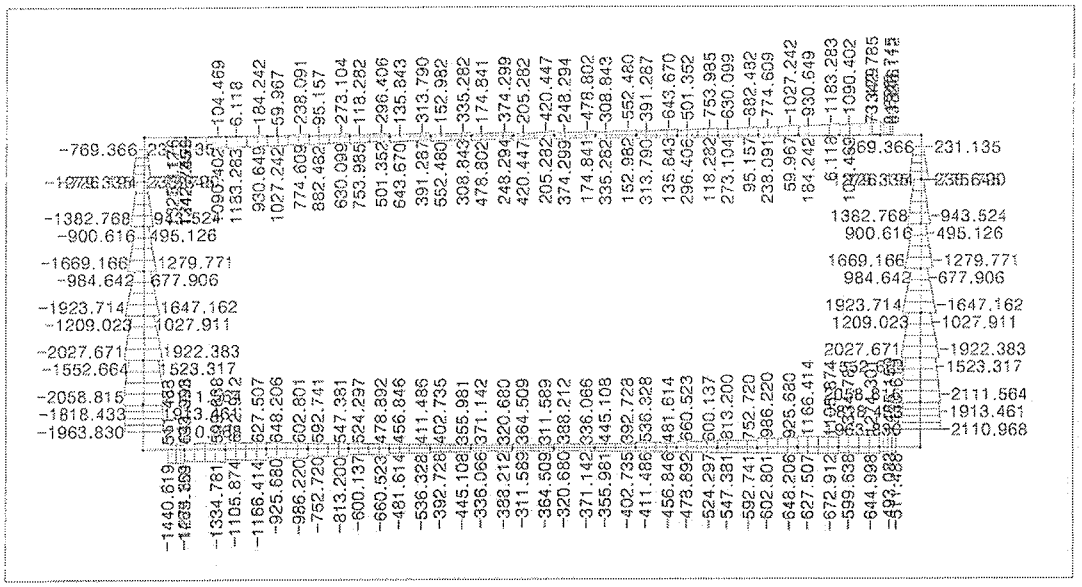
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	3642.50	735.84	899.00	1000.00	1966.67	
		중앙부	2	921.72	152.69	333.78	1000.00	1800.00	
		우측	3	3642.50	735.84	899.00	1000.00	1966.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	4301.13	888.90	1617.21	1000.00	2000.00	
		중앙부	5	435.89	161.14	230.45	1000.00	2000.00	
		우측	6	4301.13	888.90	1617.21	1000.00	2000.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	4332.38	892.42	1066.45	1000.00	2366.67	
		추가1	8	1484.62	551.12	1066.45	1000.00	2200.00	
		중앙부	9	3054.17	998.35	1302.92	1000.00	2200.00	
		하부	10	4333.09	826.24	1302.92	1000.00	2200.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	4332.38	892.42	1066.45	1000.00	2366.67	
		추가1	12	1484.62	1622.82	1302.92	1000.00	2200.00	
		중앙부	13	3054.17	998.35	1302.92	1000.00	2200.00	
		하부	14	4333.09	826.24	1302.92	1000.00	2200.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

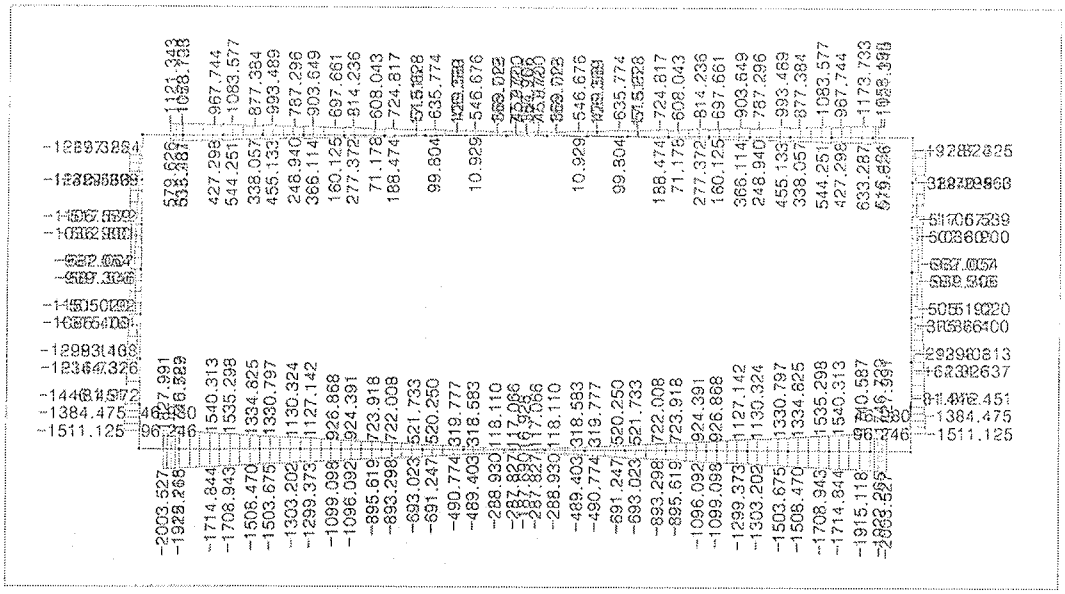
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	5226.83	987.23	1121.34	1000.00	1966.67	
		중앙부	2	1254.01	294.26	354.71	1000.00	1800.00	
		우측	3	5226.83	987.23	1121.34	1000.00	1966.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	6240.28	1164.86	2003.53	1000.00	2000.00	
		중앙부	5	741.87	349.39	237.76	1000.00	2000.00	
		우측	6	6240.28	1164.86	2003.53	1000.00	2000.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	6028.63	1268.13	1287.33	1000.00	2366.67	
		추가1	8	1984.95	769.37	1287.33	1000.00	2200.00	
		중앙부	9	4428.38	1446.08	1511.13	1000.00	2200.00	
		하부	10	6212.54	1281.72	1511.13	1000.00	2200.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	6028.63	1268.13	1287.33	1000.00	2366.67	
		추가1	12	1984.95	2110.97	1511.13	1000.00	2200.00	
		중앙부	13	4428.38	1446.08	1511.13	1000.00	2200.00	
		하부	14	6212.54	1281.72	1511.13	1000.00	2200.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-7009.89	-	-5226.83	-3642.50	-7009.89	
		중앙부	2	6009.57	-	1254.01	921.72	6009.57	
		우측	3	-6960.98	-	-5226.83	-3642.50	-6960.98	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-6685.22	-	-6240.28	-4301.13	-6685.22	
		중앙부	5	4411.92	-	741.87	435.89	4411.92	
		우측	6	-6636.68	-	-6240.28	-4301.13	-6636.68	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-8752.99	-	-6028.63	-4332.38	-8752.99	
		추가1	8	-6680.43	-	-1984.95	-1484.62	-6680.43	
		중앙부	9	-	-	4428.38	3054.17	4428.38	
		하부	10	-7739.30	-	-6212.54	-4333.09	-7739.30	
우측 벽체	1 층	상부	11	-8709.54	-	-6028.63	-4332.38	-8709.54	
		추가1	12	-6691.63	-	-1984.95	-1484.62	-6691.63	
		중앙부	13	-	-	4428.38	3054.17	4428.38	
		하부	14	-7693.28	-	-6212.54	-4333.09	-7693.28	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	2091.35	-	987.23	735.84	2091.35	
		중앙부	2	108.49	-	294.26	152.69	294.26	
		우측	3	-2091.35	-	-987.23	-735.84	-2091.35	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1809.34	-	-1164.86	-888.90	-1809.34	
		중앙부	5	228.32	-	349.39	161.14	349.39	
		우측	6	1804.36	-	1164.86	888.90	1804.36	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-657.81	-	-1268.13	-892.42	-1268.13	
		추가1	8	-1220.87	-	-769.37	-551.12	-1220.87	
		중앙부	9	-636.16	-	-1446.08	-998.35	-1446.08	
		하부	10	-628.39	-	-1281.72	-826.24	-1281.72	
우측 벽체	1 층	상부	11	647.17	-	1268.13	892.42	1268.13	
		추가1	12	-1287.85	-	-2110.97	-1622.82	-2110.97	
		중앙부	13	617.97	-	1446.08	998.35	1446.08	
		하부	14	610.20	-	1281.72	826.24	1281.72	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-1286.39	-	-1121.34	-899.00	-1286.39	
		중앙부	2	-1286.39	-	-354.71	-333.78	-1286.39	
		우측	3	-1286.39	-	-1121.34	-899.00	-1286.39	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1466.75	-	-2003.53	-1617.21	-2003.53	
		중앙부	5	-1466.75	-	-237.76	-230.45	-1466.75	
		우측	6	-1466.75	-	-2003.53	-1617.21	-2003.53	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-2948.93	-	-1287.33	-1066.45	-2948.93	
		추가1	8	-3187.87	-	-1287.33	-1066.45	-3187.87	
		중앙부	9	-3416.91	-	-1511.13	-1302.92	-3416.91	
		하부	10	-3416.91	-	-1511.13	-1302.92	-3416.91	
우측 벽체	1 층	상부	11	-2948.92	-	-1287.33	-1066.45	-2948.92	
		추가1	12	-3187.85	-	-1511.13	-1302.92	-3416.87	
		중앙부	13	-3416.87	-	-1511.13	-1302.92	-3416.87	
		하부	14	-3416.87	-	-1511.13	-1302.92	-3416.87	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-4981.85	-	-	-	-4981.85	
		중앙부	2	4447.15	-	-	-	4447.15	
		우측	3	-4951.28	-	-	-	-4951.28	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-4872.59	-	-	-	-4872.59	
		중앙부	5	3180.97	-	-	-	3180.97	
		우측	6	-4840.66	-	-	-	-4840.66	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-6261.49	-	-	-	-6261.49	
		추가1	8	-4949.82	-	-	-	-4949.82	
		중앙부	9	-	-	-	-	-	
		하부	10	-5714.97	-	-	-	-5714.97	
우측 벽체	1 층	상부	11	-6234.33	-	-	-	-6234.33	
		추가1	12	-4956.82	-	-	-	-4956.82	
		중앙부	13	-	-	-	-	-	
		하부	14	-5684.65	-	-	-	-5684.65	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1794	7010	7990	12221	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14062	1.14
		중앙부	2	1000	1673	6010	6447	11225	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	12100	1.07
		우측	3	1000	1794	6961	7990	12130	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14062	1.15
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	1827	6685	8149	11380	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14062	1.22
		중앙부	5	1000	1870	4412	4960	7179	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	8107	1.12
		우측	6	1000	1827	6637	8149	11293	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	14062	1.23
좌측벽체	1층	상부	7	1000	2194	8753	14524	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	16089	1.66
		추가1	8	1000	2055	6680	12858	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	13520	1.93
		중앙부	9	1000	2120	4428	4746	-	H25 - 4.0EA	16089	1.07
		하부	10	1000	2027	7739	14264	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	16089	1.84
우측벽체	1층	상부	11	1000	2194	8710	14551	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	16089	1.67
		추가1	12	1000	2055	6692	13291	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	13520	1.99
		중앙부	13	1000	2120	4428	4746	-	H25 - 4.0EA	16089	1.07
		하부	14	1000	2027	7693	14298	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	16089	1.86

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1056.7	2091.4	2349.1	2.00	317.98	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	2	1086.3	294.3	1750.7	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	3	1056.7	2091.3	2349.1	2.00	317.98	H16	150	397.20	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	1186.6	1809.3	2637.9	2.00	170.43	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	1214.6	349.4	1957.4	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	1186.6	1804.4	2637.9	2.00	169.07	H16	150	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	1442.6	1268.1	1442.6	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	9	1529.7	1446.1	1529.7	-	-	-	-	-	O.K
		하부	10	1462.6	1281.7	1462.6	-	-	-	-	-	O.K
우측벽체	1층	상부	11	1442.6	1268.1	1442.6	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	13	1529.7	1446.1	1529.7	-	-	-	-	-	O.K
		하부	14	1462.6	1281.7	1462.6	-	-	-	-	-	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1966.67	1793.58	100.00	7009.89	2091.35

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 14062.400 x 400.00 = 5624960.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 245.096 mm, c = 245.096 / β1 = 245.096 / 0.85 = 288.349 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1866.67 - 288.349) / 288.349 = 0.01642

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 12220.737 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 173.1 mm), [사용률 = 1.151]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00784

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 245.096 mm

ΦMn = 0.85 x 14062.400 x 400 x (1793.58 - a/2) = 7989.542 kN.m

≥ Mu (= 7009.888 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.140]

* 전단에 대한 검토 (d = 1626.91 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1626.91 = 1056.708 kN

< Vu (= 2091.350 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2091.350-1056.708) x 150.00 / (400x1626.91xΦ) x 1000 = 317.978 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1626.91 / 150.00 x 1000 = 1723.222 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1626.91 / 1000 = 5635.777 kN ≥ 1723.222 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1408.944 + 1723.222) = 2349.124 kN ≥ 2091.350 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1672.51	80.00	6009.57	294.26

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12100.000 x 400.00 = 4840000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 210.893 mm, c = 210.893 / β1 = 210.893 / 0.85 = 248.110 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1720.00 - 248.110) / 248.110 = 0.01780

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 11224.540 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12100.0 mm² (철근도심 : 127.5 mm), [사용률 = 1.078]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00723

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 210.893 mm

ΦMn = 0.85 x 12100.000 x 400 x (1672.51 - a/2) = 6446.895 kN.m

≥ Mu (= 6009.565 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.073]

* 전단에 대한 검토 (d = 1672.51 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1672.51 = 1086.327 kN

≥ Vu (= 294.255 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1966.67	1793.58	100.00	6960.98	2091.35

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 14062.400 x 400.00 = 5624960.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 245.096 mm, c = 245.096 / β1 = 245.096 / 0.85 = 288.349 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1866.67 - 288.349) / 288.349 = 0.01642

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 12129.764 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 173.1 mm), [사용률 = 1.159]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00784

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 245.096 mm

ΦMn = 0.85 x 14062.400 x 400 x (1793.58 - a/2) = 7989.542 kN.m

≥ Mu (= 6960.975 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.148]

* 전단에 대한 검토 (d = 1626.91 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1626.91 = 1056.708 kN

< Vu (= 2091.349 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2091.349-1056.708) x 150.00 / (400x1626.91xΦ) x 1000 = 317.978 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1626.91 / 150.00 x 1000 = 1723.222 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1626.91 / 1000 = 5635.777 kN ≥ 1723.222 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1408.944 + 1723.222) = 2349.124 kN ≥ 2091.349 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	2000.00	1826.91	100.00	6685.22	1809.34

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 14062.400 x 400.00 = 5624960.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 245.096 mm, c = 245.096 / β1 = 245.096 / 0.85 = 288.349 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1900.00 - 288.349) / 288.349 = 0.01677

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 11380.471 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 173.1 mm), [사용률 = 1.236]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00770

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 245.096 mm

ΦMn = 0.85 x 14062.400 x 400 x (1826.91 - a/2) = 8148.916 kN.m

≥ Mu (= 6685.219 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.219]

* 전단에 대한 검토 (d = 1826.91 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1826.91 = 1186.612 kN

< Vu (= 1809.341 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1809.341-1186.612) x 150.00 / (400x1826.91xΦ) x 1000 = 170.433 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1826.91 / 150.00 x 1000 = 1935.062 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1826.91 / 1000 = 6328.597 kN ≥ 1935.062 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1582.149 + 1935.062) = 2637.908 kN ≥ 1809.341 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	2000.00	1870.00	80.00	4411.92	349.39

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8107.200 x 400.00 = 3242880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 141.302 mm, c = 141.302 / β1 = 141.302 / 0.85 = 166.238 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1920.00 - 166.238) / 166.238 = 0.03165

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 7179.369 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 1.129]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00434

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 141.302 mm

ΦMn = 0.85 x 8107.200 x 400 x (1870.00 - a/2) = 4959.812 kN.m

≥ Mu (= 4411.922 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.124]

* 전단에 대한 검토 (d = 1870.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1870.00 = 1214.601 kN

≥ Vu (= 349.389 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	2000.00	1826.91	100.00	6636.68	1804.36

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 14062.400 x 400.00 = 5624960.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 245.096 mm, c = 245.096 / β1 = 245.096 / 0.85 = 288.349 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1900.00 - 288.349) / 288.349 = 0.01677

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 11292.843 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 173.1 mm) , [사용률 = 1.245]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00770

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 245.096 mm

ΦMn = 0.85 x 14062.400 x 400 x (1826.91 - a/2) = 8148.916 kN.m

≥ Mu (= 6636.676 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.228]

* 전단에 대한 검토 (d = 1826.91 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1826.91 = 1186.612 kN

< Vu (= 1804.361 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1804.361-1186.612) x 150.00 / (400x1826.91xΦ) x 1000 = 169.070 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1826.91 / 150.00 x 1000 = 1935.062 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1826.91 / 1000 = 6328.597 kN ≥ 1935.062 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1582.149 + 1935.062) = 2637.908 kN ≥ 1804.361 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2366.667	100.000	2193.575	2948.929	8752.989	2968.193

㉯ 철근비 검토

As = 14062.400 mm² (인장중심 = 173.09 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm.
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H29- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 2026.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0068) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2366.7 x 1000.0 = 54315000.0 N

Cs = As x fy = 5624960.0 N, Cs' = Asf x fy = 810720.0 N

Xp = (54315000.0 x 1183.33 + 5624960.0 x 173.091 + 810720.0 x 2286.667) / 60750680.0
= 1104.518 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1316.145 mm, ab = k1 x cb = 1118.723 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1118723.404 = 25674.702 kN, ∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 5624.960 kN

Pb = 25674.702 + 764.205 - 5624.960 = 20813.947 kN

Mb = Cc x 702.787 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24186.484 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1162.033 mm, e = Mu/Pu = 2968.193 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 544.285 mm, a = k1 x c = 462.642 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 462642.440 = 10617.644 kN

∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 5624.960 kN

Pn = 10617.644 + 764.205 - 5624.960 = 5756.889 kN

Mn = Cc x 873.197 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 17087.599 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2968.200)| = 0.0078 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2366.67 - 100.00 = 2266.667 mm

c = 544.285 mm, a = k1 x c = 462.642 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2266.67-544.29) / 544.29 = 0.00949

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 48305.146 kN ≥ Pn = 5756.889 kN

ΦPn = 0.85 x 5756.889 = 4893.356 kN ≥ Pu = 2948.929 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.968 = 14524.421 kN.m ≥ Mu = 8752.989 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 2026.91 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 2026.91 = 1442.565 kN
≥ Vu (= 1268.125 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 추가

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2200.000	100.000	2055.283	3187.869	6680.430	2095.579

㉯ 철근비 검토

As = 11492.800 ㎟ (인장중심 = 144.72 ㎜), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 ㎜

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 ㎜

Asf = 2026.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 80.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0061) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2200.0 x 1000.0 = 50490000.0 N

Cs = As x fy = 4597120.0 N, Cs' = Asf x fy = 810720.0 N

Xp = (50490000.0 x 1100.00 + 4597120.0 x 144.717 + 810720.0 x 2120.000) / 55897840.0

= 1036.230 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1233.170 ㎜, ab = k1 x cb = 1048.194 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 1048194.487 = 24056.063 kN, ∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 4597.120 kN

Pb = 24056.063 + 764.205 - 4597.120 = 20223.148 kN

Mb = Cc x 639.673 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 20314.629 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1004.524 ㎜, e = Mu/Pu = 2095.579 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 566.524 ㎜, a = k1 x c = 481.546 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 481545.564 = 11051.471 kN

∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 4597.120 kN

Pn = 11051.471 + 764.205 - 4597.120 = 7218.556 kN

Mn = Cc x 795.457 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 15127.094 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2095.585)| = 0.0061 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2200.00 - 100.00 = 2100.000 ㎜

c = 566.524 ㎜, a = k1 x c = 481.546 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2100.00-566.52) / 566.52 = 0.00812

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 44470.052 kN ≥ Pn = 7218.556 kN

ΦPn = 0.85 x 7218.556 = 6135.772 kN ≥ Pu = 3187.869 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.096 = 12857.993 kN.m ≥ Mu = 6680.430 kN.m ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2200.000	80.000	2120.000	3416.909	4428.375	1296.018

㉯ 철근비 검토

As = 2026.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 14062.400 mm² (압축중심 = 173.09 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H29- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0073) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2200.0 x 1000.0 = 50490000.0 N

Cs = As x fy = 810720.0 N, Cs' = Asf x fy = 5624960.0 N

Xp = (50490000.0 x 1100.00 + 810720.0 x 80.000 + 5624960.0 x 2026.909) / 56925680.0

= 1177.063 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1272.000 mm, ab = k1 x cb = 1081.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1081200.000 = 24813.540 kN, ∑Csi = 5302.228 kN, ∑Tsi = 810.720 kN

Pb = 24813.540 + 5302.228 - 810.720 = 29305.048 kN

Mb = Cc x 482.337 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 17363.961 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 592.525 mm, e = Mu/Pu = 1296.018 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 207.395 mm, a = k1 x c = 176.286 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 176285.896 = 4045.761 kN

∑Csi = 1072.847 kN, ∑Tsi = 810.720 kN

Pn = 4045.761 + 1072.847 - 810.720 = 4307.888 kN

Mn = Cc x 1088.921 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5583.117 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1296.022)| = 0.0039 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2200.00 - 80.00 = 2120.000 mm

c = 207.395 mm, a = k1 x c = 176.286 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2120.00-207.40) / 207.40 = 0.02767

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 45245.146 kN ≥ Pn = 4307.888 kN

ΦPn = 0.85 x 4307.888 = 3661.705 kN ≥ Pu = 3416.909 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.296 = 4745.635 kN.m ≥ Mu = 4428.375 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 2120.00 = 1529.741 kN

≥ Vu (= 1446.084 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2200.000	100.000	2026.909	3416.909	7739.304	2265.001

㉯ 철근비 검토

As = 14062.400 ㎟ (인장중심 = 173.09 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H29- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 2026.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0073) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2200.0 x 1000.0 = 50490000.0 N

Cs = As x fy = 5624960.0 N, Cs' = Asf x fy = 810720.0 N

Xp = (50490000.0 x 1100.00 + 5624960.0 x 173.091 + 810720.0 x 2120.000) / 56925680.0
= 1022.937 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1216.145 mm, ab = k1 x cb = 1033.723 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1033723.404 = 23723.952 kN, ∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 5624.960 kN

Pb = 23723.952 + 764.205 - 5624.960 = 18863.197 kN

Mb = Cc x 660.202 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21281.321 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1128.193 mm, e = Mu/Pu = 2265.001 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 628.968 mm, a = k1 x c = 534.623 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 534622.678 = 12269.590 kN

∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 5624.960 kN

Pn = 12269.590 + 764.205 - 5624.960 = 7408.835 kN

Mn = Cc x 755.625 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 16781.012 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2265.000)| = 0.0015 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2200.00 - 100.00 = 2100.000 mm

c = 628.968 mm, a = k1 x c = 534.623 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2100.00-628.97) / 628.97 = 0.00702

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 45245.146 kN ≥ Pn = 7408.835 kN

ΦPn = 0.85 x 7408.835 = 6297.510 kN ≥ Pu = 3416.909 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.265 = 14263.870 kN.m ≥ Mu = 7739.304 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 2026.91 = 1462.568 kN
≥ Vu (= 1281.722 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2366.667	100.000	2193.575	2948.921	8709.535	2953.465

㉯ 철근비 검토

As = 14062.400 ㎟ (인장중심 = 173.09 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H29- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 2026.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0068) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2366.7 x 1000.0 = 54315000.0 N

Cs = As x fy = 5624960.0 N, Cs' = Asf x fy = 810720.0 N

Xp = (54315000.0 x 1183.33 + 5624960.0 x 173.091 + 810720.0 x 2286.667) / 60750680.0
= 1104.518 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1316.145 mm, ab = k1 x cb = 1118.723 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1118723.404 = 25674.702 kN, ∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 5624.960 kN

Pb = 25674.702 + 764.205 - 5624.960 = 20813.947 kN

Mb = Cc x 702.787 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 24186.484 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1162.033 mm, e = Mu/Pu = 2953.465 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 546.304 mm, a = k1 x c = 464.358 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 464358.367 = 10657.025 kN

∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 5624.960 kN

Pn = 10657.025 + 764.205 - 5624.960 = 5796.269 kN

Mn = Cc x 872.339 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 17119.051 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2953.460) | = 0.0049 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2366.67 - 100.00 = 2266.667 mm

c = 546.304 mm, a = k1 x c = 464.358 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2266.67-546.30) / 546.30 = 0.00945

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 48305.146 kN ≥ Pn = 5796.269 kN

ΦPn = 0.85 x 5796.269 = 4926.829 kN ≥ Pu = 2948.921 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.953 = 14551.217 kN.m ≥ Mu = 8709.535 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 2026.91 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 2026.91 = 1442.565 kN
≥ Vu (= 1268.125 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 추가

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2200.000	100.000	2055.283	3416.873	6691.630	1958.408

㉯ 철근비 검토

As = 11492.800 mm² (인장중심 = 144.72 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2026.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0061) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2200.0 x 1000.0 = 50490000.0 N

Cs = As x fy = 4597120.0 N, Cs' = Asf x fy = 810720.0 N

Xp = (50490000.0 x 1100.00 + 4597120.0 x 144.717 + 810720.0 x 2120.000) / 55897840.0

= 1036.230 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1233.170 mm, ab = k1 x cb = 1048.194 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1048194.487 = 24056.063 kN, ∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 4597.120 kN

Pb = 24056.063 + 764.205 - 4597.120 = 20223.148 kN

Mb = Cc x 639.673 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 20314.629 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1004.524 mm, e = Mu/Pu = 1958.408 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 605.789 mm, a = k1 x c = 514.921 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 514920.917 = 11817.435 kN

∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 4597.120 kN

Pn = 11817.435 + 764.205 - 4597.120 = 7984.520 kN

Mn = Cc x 778.769 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 15636.872 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1958.398) | = 0.0091 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2200.00 - 100.00 = 2100.000 mm

c = 605.789 mm, a = k1 x c = 514.921 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2100.00-605.79) / 605.79 = 0.00740

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 44470.052 kN ≥ Pn = 7984.520 kN

ΦPn = 0.85 x 7984.520 = 6786.842 kN ≥ Pu = 3416.873 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.958 = 13291.403 kN.m ≥ Mu = 6691.630 kN.m ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2200.000	80.000	2120.000	3416.873	4428.375	1296.031

㉯ 철근비 검토

As = 2026.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 14062.400 mm² (압축중심 = 173.09 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H29- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0073) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2200.0 x 1000.0 = 50490000.0 N

Cs = As x fy = 810720.0 N, Cs' = Asf x fy = 5624960.0 N

Xp = (50490000.0 x 1100.00 + 810720.0 x 80.000 + 5624960.0 x 2026.909) / 56925680.0

= 1177.063 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1272.000 mm, ab = k1 x cb = 1081.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1081200.000 = 24813.540 kN, ∑Csi = 5302.228 kN, ∑Tsi = 810.720 kN

Pb = 24813.540 + 5302.228 - 810.720 = 29305.048 kN

Mb = Cc x 482.337 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 17363.961 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 592.525 mm, e = Mu/Pu = 1296.031 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 207.395 mm, a = k1 x c = 176.286 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 176285.896 = 4045.761 kN

∑Csi = 1072.847 kN, ∑Tsi = 810.720 kN

Pn = 4045.761 + 1072.847 - 810.720 = 4307.888 kN

Mn = Cc x 1088.921 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5583.117 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1296.022)| = 0.0097 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2200.00 - 80.00 = 2120.000 mm

c = 207.395 mm, a = k1 x c = 176.286 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2120.00-207.40) / 207.40 = 0.02767

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 45245.146 kN ≥ Pn = 4307.888 kN

ΦPn = 0.85 x 4307.888 = 3661.705 kN ≥ Pu = 3416.873 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.296 = 4745.685 kN.m ≥ Mu = 4428.375 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 2120.00 = 1529.739 kN

≥ Vu (= 1446.084 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2200.000	100.000	2026.909	3416.873	7693.279	2251.555

㉯ 철근비 검토

As = 14062.400 mm² (인장중심 = 173.09 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H29- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 2026.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0073) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2200.0 x 1000.0 = 50490000.0 N

Cs = As x fy = 5624960.0 N, Cs' = Asf x fy = 810720.0 N

Xp = (50490000.0 x 1100.00 + 5624960.0 x 173.091 + 810720.0 x 2120.000) / 56925680.0
= 1022.937 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1216.145 mm, ab = k1 x cb = 1033.723 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1033723.404 = 23723.952 kN, ∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 5624.960 kN

Pb = 23723.952 + 764.205 - 5624.960 = 18863.197 kN

Mb = Cc x 660.202 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 21281.321 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1128.193 mm, e = Mu/Pu = 2251.555 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 632.138 mm, a = k1 x c = 537.317 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 537317.295 = 12331.432 kN

∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 5624.960 kN

Pn = 12331.432 + 764.205 - 5624.960 = 7470.677 kN

Mn = Cc x 754.278 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 16820.659 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2251.558)| = 0.0021 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2200.00 - 100.00 = 2100.000 mm

c = 632.138 mm, a = k1 x c = 537.317 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2100.00-632.14) / 632.14 = 0.00697

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

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 45245.146 kN ≥ Pn = 7470.677 kN

ΦPn = 0.85 x 7470.677 = 6350.075 kN ≥ Pu = 3416.873 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.252 = 14297.547 kN.m ≥ Mu = 7693.279 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 2026.91 = 1462.567 kN
≥ Vu (= 1281.722 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3972.0 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3972.0 ㎟ ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2200 × 0.0020 = 4400.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

8) 좌측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2200 × 0.0020 = 4400.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

9) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2200 × 0.0020 = 4400.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

10) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2200 × 0.0020 = 4400.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

11) 우측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2200 × 0.0020 = 4400.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

12) 우측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2200 × 0.0020 = 4400.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

13) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2200 × 0.0020 = 4400.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

14) 우측벽체 : 하부

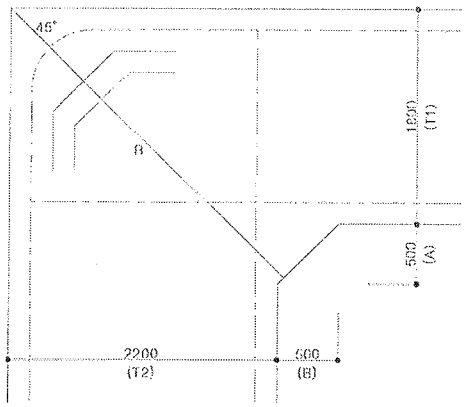
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2200 × 0.0020 = 4400.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : f : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : f : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : M : Mu = 6261.488 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : M : Mo = 6261.488 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 3181.980 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5746.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 6261.49 \times 10\text{^}6}{3181.980^2 \times 1000} = 3.092 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 6261.49 \times 10\text{^}6}{3181.980 \times 180} = 21864.399 \text{ mm}^2$$

Asb = 5746.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 21864.399 mm² - 5746.400 mm²

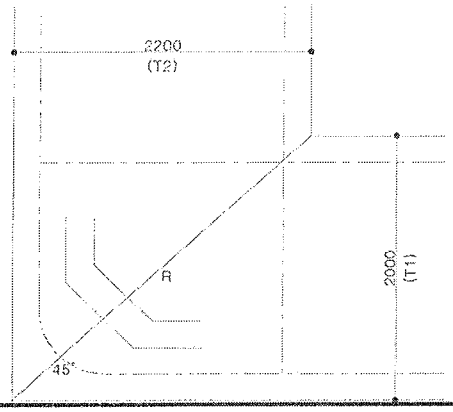
= 16117.999 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H29 - 8E , H29 - 8EA

∴ Total As = 16632.000 mm² > Req'd As (= 16117.999 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 5714.974 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 5714.974 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2973.214$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5746.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 5714.97 \times 10^{6}}{2973.214^2 \times 1000} = 3.232 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 5714.97 \times 10^{6}}{2973.214 \times 180} = 21357.264 \text{ mm}^2$$

Asb = 5746.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 21357.264 mm² - 5746.400 mm²

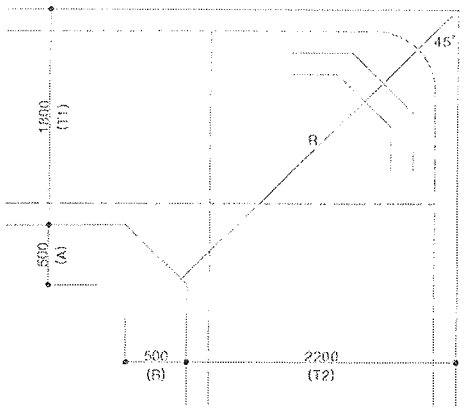
= 15610.864 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H29 - 8E , H29 - 8EA

∴ Total As = 16632.000 mm² > Req'd As (= 15610.864 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 6234.329 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 6234.329 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 3181.980 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5746.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 6234.33 \times 10\text{^}6}{3181.980^2 \times 1000} = 3.079 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 6234.33 \times 10\text{^}6}{3181.980 \times 180} = 21769.562 \text{ mm}^2$$

Asb = 5746.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 21769.562 mm² - 5746.400 mm²

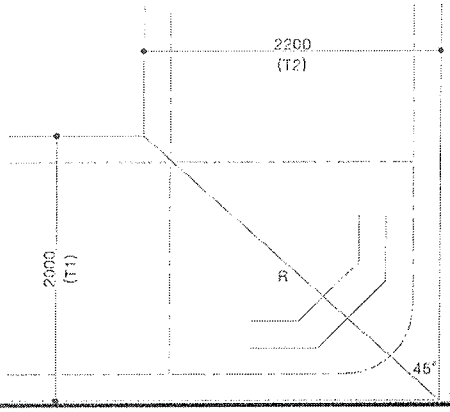
= 16023.162 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H29 - 8E , H29 - 8EA

∴ Total As = 16632.000 mm² > Req'd As (= 16023.162 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 5684.649 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 5684.649 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2973.214$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5746.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 5684.65 \times 10^{6}}{2973.214^2 \times 1000} = 3.215 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 5684.65 \times 10^{6}}{2973.214 \times 180} = 21243.937 \text{ mm}^2$$

Asb = 5746.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 21243.937 mm² - 5746.400 mm²

= 15497.537 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H29 - 8E , H29 - 8EA

∴ Total As = 16632.000 mm² > Req'd As (= 15497.537 mm²) ----------> O.K !!!

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	1794	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	151.357	O.K	1.211
		중앙부	2	1673	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	165.917	O.K	1.327
		우측	3	1794	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	153.588	O.K	1.229
하부슬래브	1경간	좌측	4	1827	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	166.624	O.K	1.333
		중앙부	5	1870	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	179.313	O.K	1.435
		우측	6	1827	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	169.109	O.K	1.353
좌측벽체	1층	상부	7	2194	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	144.587	O.K	1.157
		추가	8	2055	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	135.314	O.K	1.083
		중앙부	9	2120	H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	10	2027	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	147.826	O.K	1.183
우측벽체	1층	상부	11	2194	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	146.132	O.K	1.169
		추가	12	2055	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	134.827	O.K	1.079
		중앙부	13	2120	H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	14	2027	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	149.735	O.K	1.198

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4981.853 x 1000000 / [14062.400 x (1793.575 - 503.890/3)]

= 217.929 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x14062.400/1000.0 + 7x14062.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1793.6/(7x14062.400)]

= 503.890 mm

사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 173.1 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 217.93) - 2.5 x 84.00 = 151.36 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 217.93) = 289.09 mm

Sa는 작은 값인 151.36 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 151.36 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4447.145 x 1000000 / [12100.000 x (1672.509 - 454.278/3)]

= 241.626 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x12100.000/1000.0 + 7x12100.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1672.5/(7x12100.000)]

= 454.278 mm

사용철근량 = 12100.0 mm² (철근도심 : 127.5 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 241.63) - 2.5 x 64.00 = 165.92 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 241.63) = 260.73 mm

Sa는 작은 값인 165.92 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 165.92 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4951.283 x 1000000 / [14062.400 x (1793.575 - 503.890/3)]
= 216.591 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x14062.400/1000.0 + 7x14062.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1793.6/(7x14062.400)]
= 503.890 mm

사용철근량 = 14062.4 ㎟ (철근도심 : 173.1 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 ㎟)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 ㎟)
3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 216.59) - 2.5 x 84.00 = 153.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 216.59) = 290.87 mm
Sa는 작은 값인 153.59 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 153.59 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4872.592 x 1000000 / [14062.400 x (1826.909 - 509.313/3)]
= 209.094 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x14062.400/1000.0 + 7x14062.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1826.9/(7x14062.400)]
= 509.313 mm

사용철근량 = 14062.4 ㎟ (철근도심 : 173.1 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 ㎟)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 ㎟)
3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 209.09) - 2.5 x 84.00 = 166.62 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 209.09) = 301.30 mm
Sa는 작은 값인 166.62 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 166.62 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3180.973 x 1000000 / [8107.200 x (1870.000 - 407.434/3)]
= 226.252 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8107.200/1000.0 + 7x8107.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1870.0/(7x8107.200)]
= 407.434 mm

사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 226.25) - 2.5 x 67.50 = 179.31 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 226.25) = 278.45 mm
Sa는 작은 값인 179.31 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 179.31 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4840.657 x 1000000 / [14062.400 x (1826.909 - 509.313/3)]
= 207.724 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x14062.400/1000.0 + 7x14062.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1826.9/(7x14062.400)]
= 509.313 mm

사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 173.1 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 207.72) - 2.5 x 84.00 = 169.11 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 207.72) = 303.29 mm
Sa는 작은 값인 169.11 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 169.11 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6261.488 x 1000000 / [14062.400 x (2193.575 - 566.053/3)]
= 222.089 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x14062.400/1000.0 + 7x14062.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2193.6/(7x14062.400)]
= 566.053 mm

사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 173.1 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 222.09) - 2.5 x 84.00 = 144.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 222.09) = 283.67 mm
Sa는 작은 값인 144.59 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 144.59 mm) ∴ O.K

8) 좌측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4949.822 x 1000000 / [11492.800 x (2055.283 - 500.210/3)]
= 228.053 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11492.800/1000.0 + 7x11492.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2055.3/(7x11492.800)]
= 500.210 mm

사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 228.05) - 2.5 x 84.00 = 135.31 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 228.05) = 276.25 mm
Sa는 작은 값인 135.31 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 135.31 mm) ∴ O.K

9) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5714.974 x 1000000 / [14062.400 x (2026.909 - 540.887/3)]
= 220.079 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x14062.400/1000.0 + 7x14062.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2026.9/(7x14062.400)]
= 540.887 mm

사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 173.1 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 220.08) - 2.5 x 84.00 = 147.83 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 220.08) = 286.26 mm
Sa는 작은 값인 147.83 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 147.83 mm) ∴ O.K

10) 우측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 6234.329 x 1000000 / [14062.400 x (2193.575 - 566.053/3)]
= 221.126 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x14062.400/1000.0 + 7x14062.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2193.6/(7x14062.400)]
= 566.053 mm

사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 173.1 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 221.13) - 2.5 x 84.00 = 146.13 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 221.13) = 284.91 mm
Sa는 작은 값인 146.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 146.13 mm) ∴ O.K

11) 우측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4956.822 x 1000000 / [11492.800 x (2055.283 - 500.210/3)]
= 228.376 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11492.800/1000.0 + 7x11492.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2055.3/(7x11492.800)]
= 500.210 mm

사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 228.38) - 2.5 x 84.00 = 134.83 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 228.38) = 275.86 mm
Sa는 작은 값인 134.83 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 134.83 mm) ∴ O.K

12) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 5684.649 x 1000000 / [14062.400 x (2026.909 - 540.887/3)]
= 218.911 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x14062.400/1000.0 + 7x14062.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2026.9/(7x14062.400)]
= 540.887 mm

사용철근량 = 14062.4 mm² (철근도심 : 173.1 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 218.91) - 2.5 x 84.00 = 149.73 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 218.91) = 287.79 mm
Sa는 작은 값인 149.73 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 149.73 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브. 양단연속
- 지 간 : L = 19.164 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.80 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 19.164 / 28

T = 0.684 m < 1.800 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

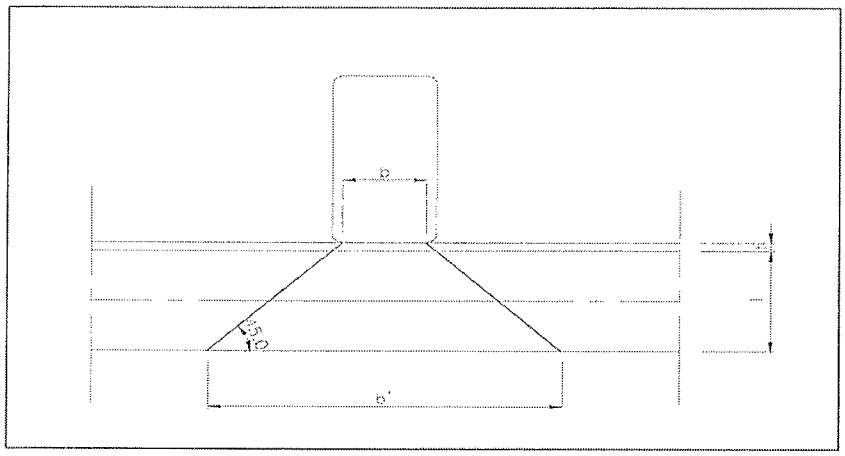
1) 고정하중

- 구체자중 = 2689.230 / 21.364 = 125.88 kN/m²
- 상부연직하중 = 151.15 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

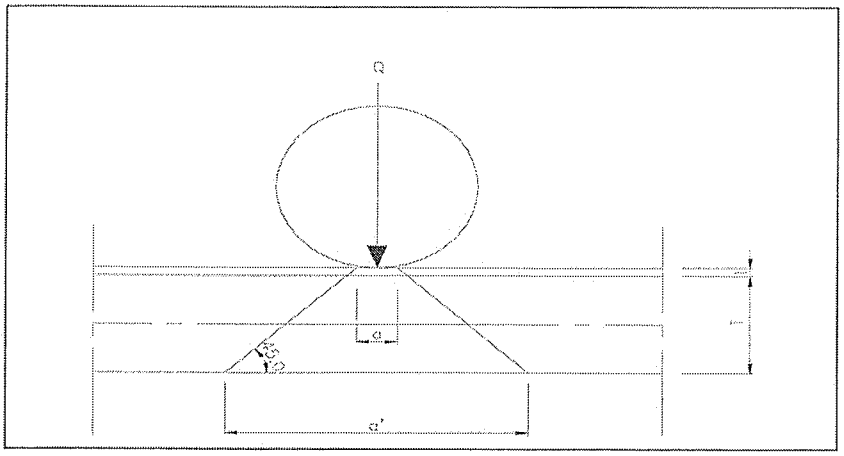


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 2000 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (2.000 + 0.040) × cot 45°

= 4.580 m



a' = 0.200 + 2 × (2.000 + 0.040) × cot 45°

= 4.280 m

Qz = 96.0 / (4.580 × 4.280 4.897 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 125.88 + 151.15 + 15.00 + 0.92 + 4.90

= 297.844 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력 : Hansen식 사용

Qu = c Nc sc dc ic gc bc + q Nq sq dq iq gq bq + 1/2 r1 B' Nr sr dr ir gr br

ϕ=0 일때, Qu = [5.14c (1 + sc' + dc' - ic' - gc' - bc') + q]

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력 (kN)

c : 지반의 점착력 (kN/m²)

q : 상재하중 (kN/m²), q = r2 x Df

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량 (kN/m³)

다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B : 기초의 폭(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수 (Nc=71.426, Nq=59.868, Nr=72.778)

sc,sq,sr,sγ : 기초의 형상계수

ic,iq,ir,iγ : 기초의 근입깊이계수

gc,gq,gr,gγ : 하중의 경사계수

bc,bq,br,bγ : 지반계수

註) 기초저면의 경사(β)가 없으므로 bc,bq,br,bc'는 적용하지 않는다.

si와 ii를 함께 사용하지 않으므로 ic,iq,ir,ic'는 적용하지 않는다.

c = 0.000 kN/m² r1 = 10.000 kN/m³ r2 = 10.000 kN/m³

Df = 1.000 m B = 21.364 m q = 10.000 kN/m²

L = 21.364 m

Φ = 15 + √12N = 39.495 , N = 50

Nq = $e^{(\pi \tan\Phi)} \tan^2(45+\Phi/2)$

Nc = (Nq-1) cotΦ

Nr = 1.5(Nq-1) tanΦ

sc = 1 + Nq/Nc x B/L = 1.392

sc' = 0.2 B/L = 0.094

sq = 1 + B/L x tanΦ = 1.385

sr = 1 - 0.4 B/L = 0.813

dc = 1 + 0.4k = 1.019, D/B>1 : k=tan-1(D/B) , D/B≤1 : k=D/B (rad)

dc' = 0.4k = 0.019

dq = $1 + 2\tan\Phi(1-\sin\Phi)^2$ k = 1.010

dr = 1

gc = 1 - β/147 = 1.000

gc' = β/147 = 0.000

gq = $(1-0.5\tan\beta)*(1-0.5\tan\beta)^4$ = 1.000

gr = $(1-0.5\tan\beta)*(1-0.5\tan\beta)^4$ = 1.000

Qu = 0.000 × 71.426 × 1.392 × 1.019 × 1.000 +
10.000 × 59.868 × 1.385 × 1.010 × 1.000 +
0.5 × 10.000 × 21.364 × 72.778 × 0.813 × 1.000 × 1.000 = 7157.907 kN/m²

Qa = Qu / 3 = 7157.907 / 3 = 2385.969 kN/m² > 815.3 kN/m²

Qa' = 815.300 kN/m² > Qmax = 297.844 kN/m² ..... O.K !!!

(3) 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	21.364	×	1.800	×	25.000		=	961.380	kN/m
- 하부슬래브	:	21.364	×	2.000	×	25.000		=	1068.200	kN/m
- 벽체	:	2.200	×	5.940	×	25.000		=	326.700	kN/m
	:	2.200	×	5.940	×	25.000		=	326.700	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000		=	6.250	kN/m
- 포장	:	15.364	×	0.040	×	23.000		=	14.135	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	× 2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	21.364	×	1.000	×	19.000		=	405.916	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	21.364	×	2.728	×	10.000		=	582.810	kN/m
- 수직수압	:	21.364	×	2.728	×	10.000		=	582.810	kN/m
							∴ Σ	=	4274.901	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 2.728 \times 19.000 + 2.728^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 32.409$ kN/m

∴ Σ = 3.458 + 32.409 = 35.866 kN/m

(3) 저항력

R = 4274.901 + 35.866 = 4310.767 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 21.364 × 12.468 × 10.000

= 2663.664 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 4310.767 / 2663.664

= 1.618 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -5.4 m (보링주상도 ATB-1 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	21.364	×	1.800	×	25.000			=	961.380	kN/m
- 하부슬래브	:	21.364	×	2.000	×	25.000			=	1068.200	kN/m
- 벽체	:	2.200	×	5.940	×	25.000	×	2	=	653.400	kN/m
	:	2.200	×	5.940	×	25.000	×	2	=	653.400	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250	kN/m
- 포장	:	15.364	×	0.040	×	23.000			=	14.135	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	21.364	×	5.400	×	19.000			=	2191.946	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	21.364	×	-1.672	×	10.000			=	-357.206	kN/m
- 수직수압	:	21.364	×	-1.672	×	10.000			=	-357.206	kN/m
								∴ Σ	=	4834.299	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 5.400^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 100.827$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 5.400 \times -1.672 \times 19.000 + -1.672^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -57.4$ kN/m

∴ $\Sigma = 100.827 + -57.4 = 43.477$ kN/m

(3) 저항력

$R = 4834.299 + 43.477 = 4877.776$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 21.364 \times 8.068 \times 10.000$

$= 1723.648$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 4877.776 / 1723.648$

$= 2.830 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비

대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{1068.200}{21.364 \times 10.000 \times 1.100} = 4.545 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.545 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{1394.900}{21.364 \times 10.000 \times 1.100} = 5.936 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 5.936 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{1401.150}{21.364 \times 10.000 \times 1.100} = 5.962 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 5.962 m 이하유지

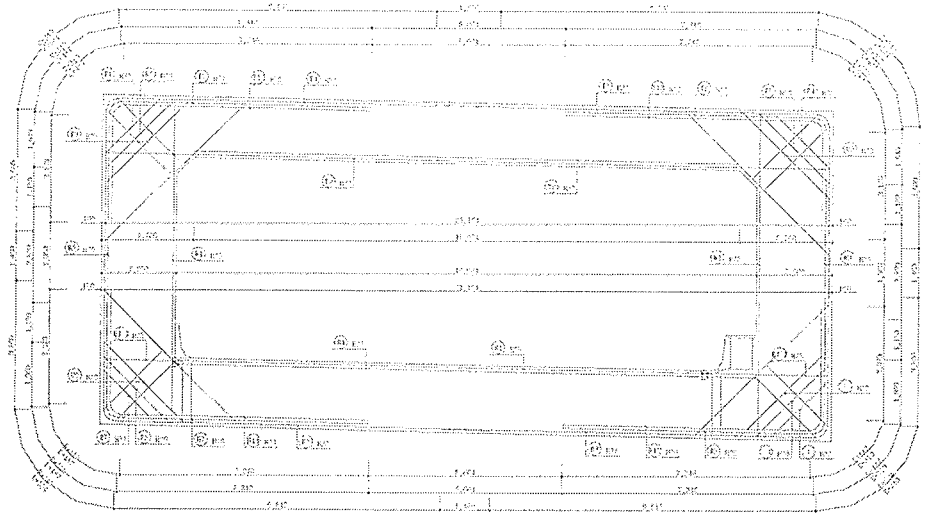
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{2689.230}{21.364 \times 10.000 \times 1.100} = 11.443 \text{ m}$$

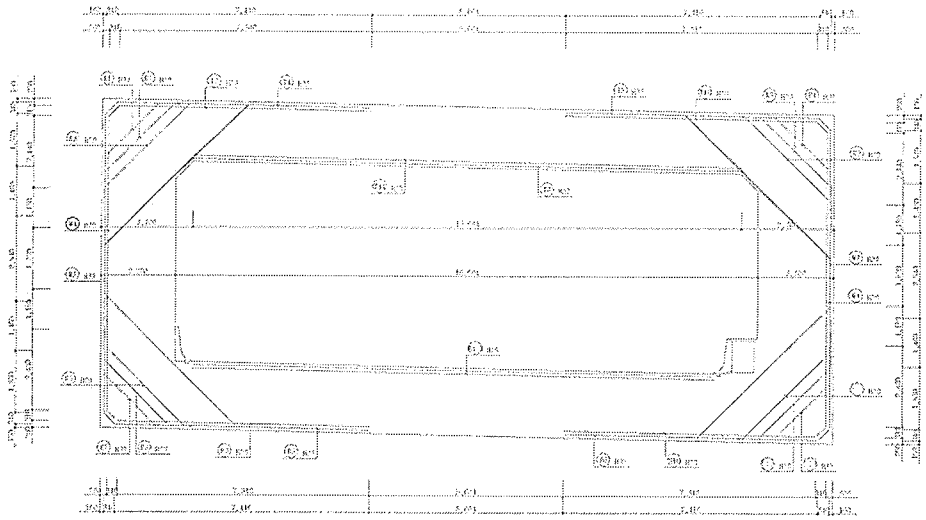
∴ 구조물 저면으로 부터 11.443 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)

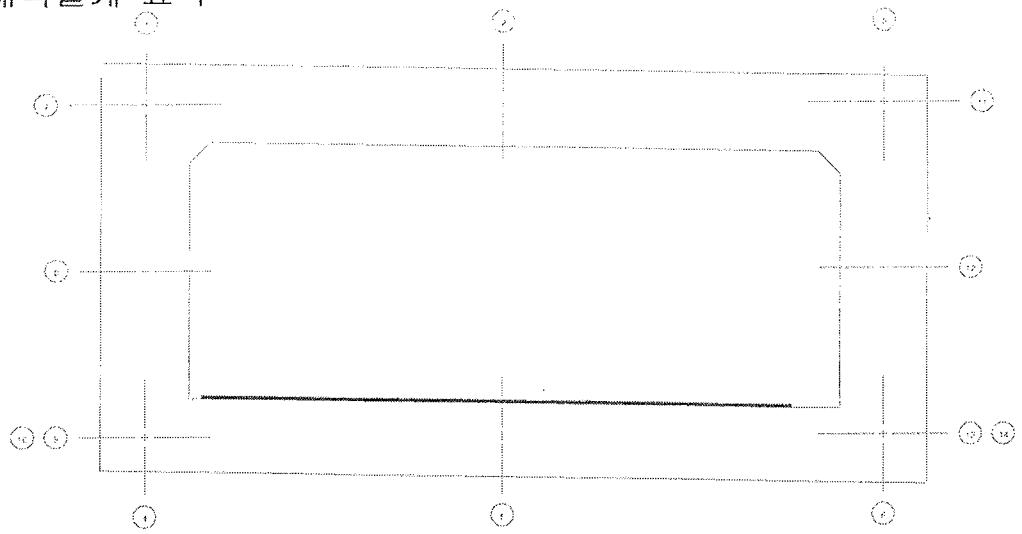


B12(앞)

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 형 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1817	5495.54	7370.38	9313.34	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.34
		중앙부	2	1000	1670	5249.92	5523.05	9741.25	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.05
		우측	3	1000	1817	5439.70	7370.38	9214.12	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.35
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	1550	5365.57	6218.26	10842.27	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.16
		중앙부	5	1000	1577	3361.34	3681.66	6504.10	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	7150.40	1.10
		우측	6	1000	1550	5329.22	6218.26	10763.76	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.17
좌측벽체	1층	상부	7	1000	2019	6799.75	12008.58	-	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	14669.60	1.77
		추가1	8	1000	1855	5068.09	11832.98	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	14062.40	2.34
		중앙부	9	1000	1920	2895.40	8908.52	-	H29 - 4.0EA	14669.60	3.08
		하부	10	1000	1853	6271.87	11519.62	-	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	14669.60	1.84
우측벽체	1층	상부	11	1000	2017	6750.67	12515.34	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	15276.80	1.85
		추가1	12	1000	1855	5072.63	12218.22	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	14062.40	2.41
		중앙부	13	1000	1920	2895.41	8908.20	-	H29 - 4.0EA	14669.60	3.08
		하부	14	1000	1853	6236.94	11546.84	-	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	14669.60	1.85

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		우측	3	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		중앙부	5	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		우측	6	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		추가	8	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		중앙부	9	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		하부	10	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
우측 벽체	1 층	상부	11	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		추가	12	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		중앙부	13	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		하부	14	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm^2		mm	mm^2	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1071.7	1830.2	1907.93	2.00	229.84	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	1084.7	342.7	1507.87	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	1071.7	1830.1	1907.93	2.00	229.81	H13	150	253.40	O.K
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1006.8	1557.5	1792.29	2.00	177.66	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	1024.1	313.2	1423.62	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	1006.8	1553.4	1792.29	2.00	176.33	H13	150	253.40	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1318.2	1311.4	2257.01	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		추가1	8	1329.0	1087.4	2269.28	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	9	1384.7	1047.1	1871.25	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	10	1336.1	1365.9	2274.90	2.00	8.06	H13	150	253.40	O.K
우측 벽체	1 층	상부	11	1316.4	1311.4	2253.95	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		추가1	12	1338.1	1399.9	2278.31	2.00	16.66	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	13	1384.7	1047.4	1871.25	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	14	1336.1	1365.9	2274.90	2.00	8.07	H13	150	253.40	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	1817	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	218.576	O.K	1.75
		중앙부	2	1670	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	153.494	O.K	1.23
		우측	3	1817	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	222.483	O.K	1.78
하부슬래브	1경간	좌측	4	1550	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	151.774	O.K	1.21
		중앙부	5	1577	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	125	165.704	O.K	1.33
		우측	6	1550	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	154.107	O.K	1.23
좌측벽체	1층	상부	7	2019	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	155.211	O.K	1.24
		추가	8	1855	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	200.413	O.K	1.60
		중앙부	9	1920	H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	10	1853	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	140.457	O.K	1.12
우측벽체	1층	상부	11	2017	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	174.748	O.K	1.40
		추가	12	1855	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	200.102	O.K	1.60
		중앙부	13	1920	H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	14	1853	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	142.291	O.K	1.14

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 B12 (내공 : 14.859M × 5.94M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트(ω_c) = 25.00 kN/m³
- Mortar (γ_{mor}) = 21.50 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 12.000 kN/m² (∵ 토피 : 8.238 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ= 0.500

9) 설계방법

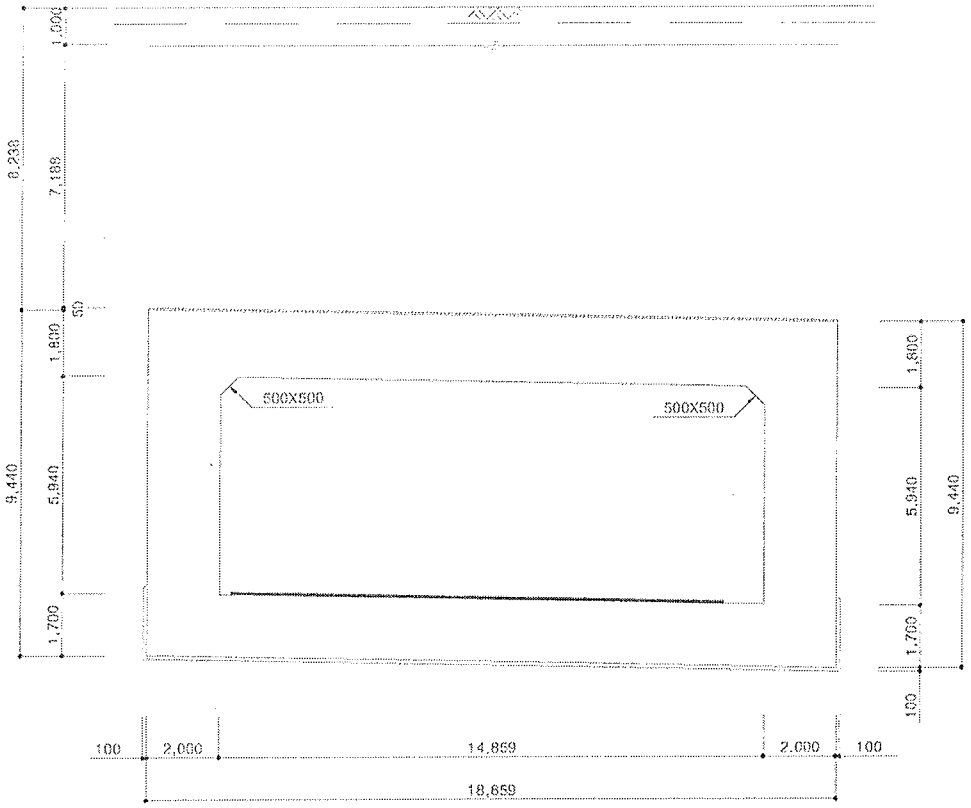
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


1,000
8,238
7,188
50
1,800
5,940
1,700
9,440
500X500
500X500
1,800
5,940
1,700
9,440
100
100
2,000
14,859
2,000
100
18,659

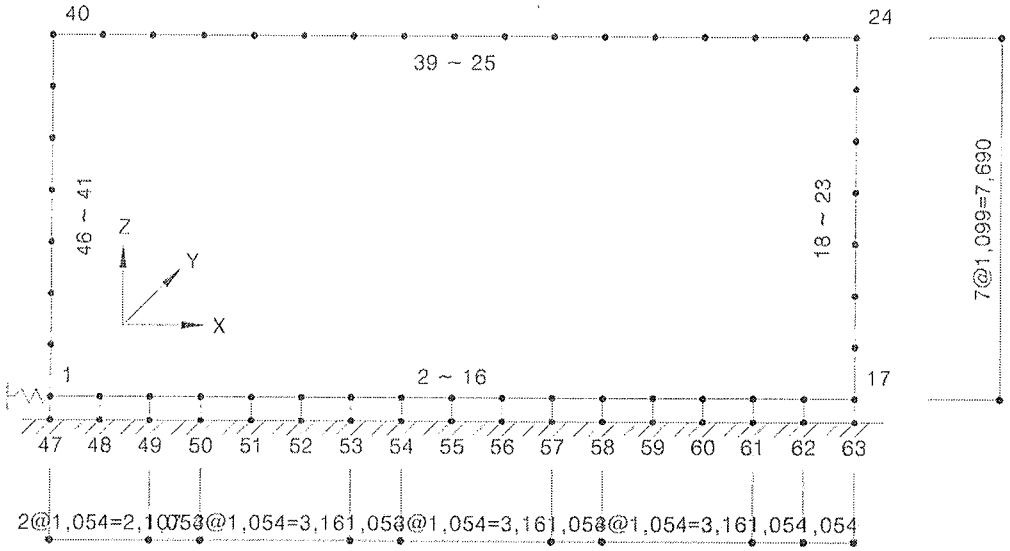
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

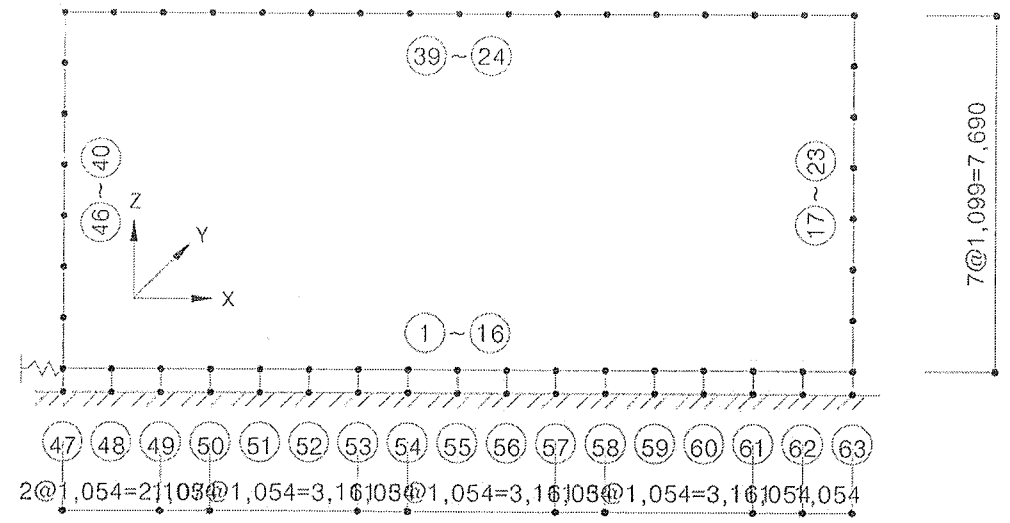
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삼도



② 부재삼도



2) 단면제원

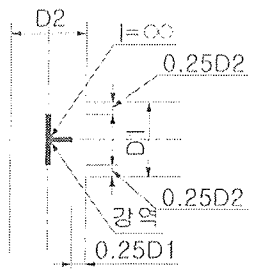
NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	1.700 × 1.000 = 1.700	0.40942	1~16
2	2.000 × 1.000 = 2.000	0.66667	17~23,40~46
3	1.800 × 1.000 = 1.800	0.48600	24~39

3) 단면좌표

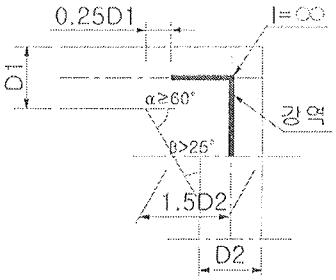
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	33	7.376	8.190
2	1.054	0.500	34	6.322	8.190
3	2.107	0.500	35	5.268	8.190
4	3.161	0.500	36	4.215	8.190
5	4.215	0.500	37	3.161	8.190
6	5.268	0.500	38	2.107	8.190
7	6.322	0.500	39	1.054	8.190
8	7.376	0.500	40	0.000	8.190
9	8.430	0.500	41	0.000	7.091
10	9.483	0.500	42	0.000	5.993
11	10.537	0.500	43	0.000	4.894
12	11.591	0.500	44	0.000	3.796
13	12.644	0.500	45	0.000	2.697
14	13.698	0.500	46	0.000	1.599
15	14.752	0.500	47	0.000	0.000
16	15.805	0.500	48	1.054	0.000
17	16.859	0.500	49	2.107	0.000
18	16.859	1.599	50	3.161	0.000
19	16.859	2.697	51	4.215	0.000
20	16.859	3.796	52	5.268	0.000
21	16.859	4.894	53	6.322	0.000
22	16.859	5.993	54	7.376	0.000
23	16.859	7.091	55	8.430	0.000
24	16.859	8.190	56	9.483	0.000
25	15.805	8.190	57	10.537	0.000
26	14.752	8.190	58	11.591	0.000
27	13.698	8.190	59	12.644	0.000
28	12.644	8.190	60	13.698	0.000
29	11.591	8.190	61	14.752	0.000
30	10.537	8.190	62	15.805	0.000
31	9.483	8.190	63	16.859	0.000
32	8.430	8.190			

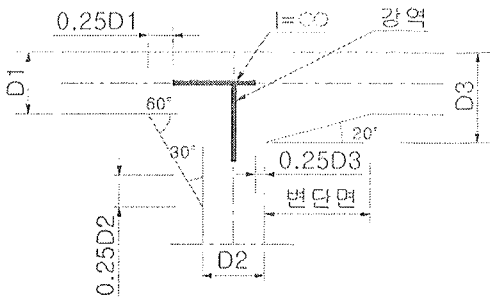
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 40 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 2000 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(2) 40 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (2000 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(3) 24 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 2000 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(4) 24 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (2000 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2000 / 2 - 0.25 × 1700 = 575 ㎜

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 2000 = 350 ㎜

(7) 17 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2000 / 2 - 0.25 × 1700 = 575 ㎜

(8) 17 지점 - 슬래브 벽체 연결부

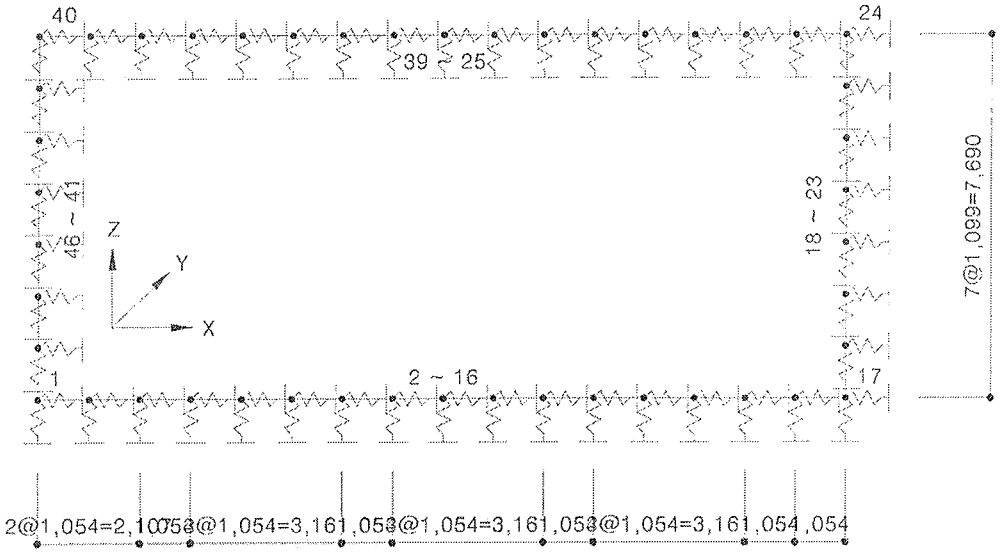
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 2000 = 350 ㎜

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

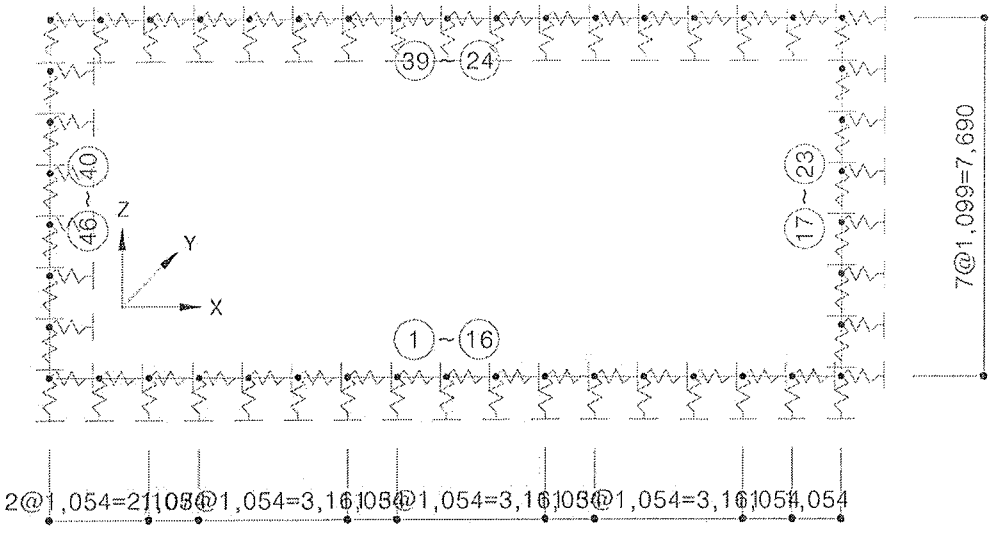
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

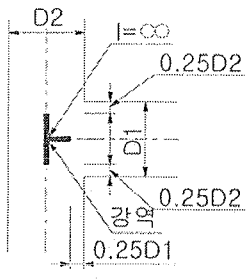
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.700 × 1.000	= 1.700	0.40942	1~16
2	2.000 × 1.000	= 2.000	0.66667	17~23.40~46
3	1.800 × 1.000	= 1.800	0.48600	24~39

3) 단면좌표

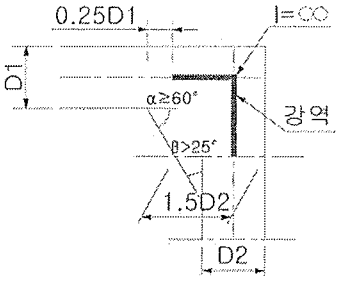
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	24	16.859	7.690
2	1.054	0.000	25	15.805	7.690
3	2.107	0.000	26	14.752	7.690
4	3.161	0.000	27	13.698	7.690
5	4.215	0.000	28	12.644	7.690
6	5.268	0.000	29	11.591	7.690
7	6.322	0.000	30	10.537	7.690
8	7.376	0.000	31	9.483	7.690
9	8.430	0.000	32	8.430	7.690
10	9.483	0.000	33	7.376	7.690
11	10.537	0.000	34	6.322	7.690
12	11.591	0.000	35	5.268	7.690
13	12.644	0.000	36	4.215	7.690
14	13.698	0.000	37	3.161	7.690
15	14.752	0.000	38	2.107	7.690
16	15.805	0.000	39	1.054	7.690
17	16.859	0.000	40	0.000	7.690
18	16.859	1.099	41	0.000	6.591
19	16.859	2.197	42	0.000	5.493
20	16.859	3.296	43	0.000	4.394
21	16.859	4.394	44	0.000	3.296
22	16.859	5.493	45	0.000	2.197
23	16.859	6.591	46	0.000	1.099

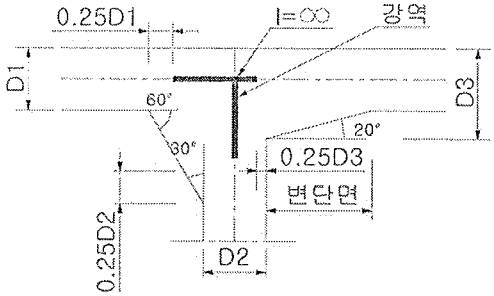
8) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 40 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 2000 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 40 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (2000 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 24 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 2000 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(4) 24 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (2000 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2000 / 2 - 0.25 × 1700 = 575 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 2000 = 350 mm

(7) 17 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2000 / 2 - 0.25 × 1700 = 575 mm

(8) 17 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 2000 = 350 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 300000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × L = √(18.859 × 9.990) = 13.73 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 3000C = 1000000.0 kN/m³

Kv = 1000000.000 × (13.726 / 0.3) $^{-3/4}$ = 56843.97 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (2.000/2 + 1.054/2) = 86792 kN/m	1,17
Kv2	Kv x (1.054/2 + 1.054/2) = 59896 kN/m	2~16
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	9

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 성토재 (EL. : 9.372 ~ 0.000, N=30)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $30^{1/3}$ = 248.6 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 248.6 = 248.6 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 19 / 9.810 × 248.6^2 = 119698.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 119698.0 = 316002.7 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $30^{1/3}$ = 248.6 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 248.6 = 198.9 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 19.0 / 9.810 × 198.9^2 = 76622.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 76622.0 = 202282.1 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,성토재

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(18.859 × 9.990) = 13.726 m (L < B)
Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 316002.7 = 2106684.7 kN/m³
Kv = 2106684.670 × (13.726 / 0.3)$^{-3/4}$ = 119752.32 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 119752.320 = 39917.44 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 성토재

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(18.859 × 9.990) = 13.726 m (L < B)
Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 316002.7 = 2106684.7 kN/m³
Kv = 2106684.670 × (13.726 / 0.3)$^{-3/4}$ = 119752.32 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 119752.320 = 39917.44 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(9.440 × 9.440) = 9.440 m
Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 316002.7 = 2106684.7 kN/m³
Kh = 2106684.670 × (9.440 / 0.3)$^{-3/4}$ = 158566.51 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 158566.510 = 52855.50 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.054/2 + 1.054/2) = 126182 kN/m	25~39
Ksb1	Ksb x (1.054/2 + 1.054/2) = 42061 kN/m	

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.099/2 + 1.099/2) = 174196 kN/m	18~23,41~46
Kss1	Kss x (1.099/2 + 1.099/2) = 58065 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.054/2 + 1.054/2) = 126182 kN/m	2~16
Ksb1	Ksb x (1.054/2 + 1.054/2) = 42061 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (2.000/2 + 1.054/2) = 182843 kN/m	1,17
Ksb1	Kh x (1.099/2 + 1.700/2) = 221880 kN/m	
Kv2	Kv x (1.054/2 + 2.000/2) = 182843 kN/m	24,40
Ksb2	Kh x (1.099/2 + 1.800/2) = 229808 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,성토재

① 연직방향 지반반력계수

$Bv = \sqrt{(B \times L)} = \sqrt{(18.859 \times 9.990)} = 13.726\ m \quad (L < B)$

$Kvo = 1 / 0.3 \times \alpha \times E = 1 / 0.3 \times 2 \times 202282.1 = 1348547.3\ kN/m^3$

$Kv = 1348547.330 \times (13.726 / 0.3)^{-3/4} = 76656.78\ kN/m^3$

② 전단 지반반력계수

$Ksb = \lambda \times Kv = 1/3.0 \times 76656.780 = 25552.26\ kN/m^3$

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 성토재

① 연직방향 지반반력계수

$Bv = \sqrt{(B \times L)} = \sqrt{(18.859 \times 9.990)} = 13.726\ m \quad (L < B)$

$Kvo = 1 / 0.3 \times \alpha \times E = 1 / 0.3 \times 2 \times 202282.1 = 1348547.3\ kN/m^3$

$Kv = 1348547.330 \times (13.726 / 0.3)^{-3/4} = 76656.78\ kN/m^3$

② 전단 지반반력계수

$Ksb = \lambda \times Kv = 1/3.0 \times 76656.780 = 25552.26\ kN/m^3$

(3) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(9.440 × 9.440) = 9.440 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 202282.1 = 1348547.3 kN/m³

Kh = 1348547.330 × (9.440 / 0.3) $^{-3/4}$ = 101502.83 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 101502.830 = 33834.28 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.054/2 + 1.054/2) = 80772 kN/m	25~39
Ksb1	Ksb x (1.054/2 + 1.054/2) = 26924 kN/m	

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.099/2 + 1.099/2) = 111508 kN/m	18~23,41~46
Kss1	Kss x (1.099/2 + 1.099/2) = 37169 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.054/2 + 1.054/2) = 80772 kN/m	2~16
Ksb1	Ksb x (1.054/2 + 1.054/2) = 26924 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (2.000/2 + 1.054/2) = 117043 kN/m	1,17
Ksb1	Kh x (1.099/2 + 1.700/2) = 142031 kN/m	
Kv2	Kv x (1.054/2 + 2.000/2) = 117043 kN/m	24,40
Ksb2	Kh x (1.099/2 + 1.800/2) = 147107 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

	성능 / 기준 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
설계지진	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수,I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.400 × 23.00	=	9.200	kN/m²
- 토 사	: 7.788 × 19.00	=	147.972	kN/m²
- 방 수	: 0.050 × 21.50	=	1.075	kN/m²
	∴ Total Wd1	=	158.247	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.400 × 23.00	=	9.200	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.600 × 19.00	=	11.400	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 7.188 × 10.00	=	71.880	kN/m²
- 방수	: 0.050 × 21.50	=	1.075	kN/m²
	∴ Total Wd2	=	93.555	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 8.238m

- Wl1 = 12.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 12.000 × 0.5C = 6.000 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.400 × 23.000 + 8.738 × 19.000) × 0.500 = 87.611 kN/m²
Wh2 = 87.611 + 1.099 × 19.000 × 0.500 = 98.048 kN/m²
Wh3 = 98.048 + 1.099 × 19.000 × 0.500 = 108.483 kN/m²
Wh4 = 108.483 + 1.099 × 19.000 × 0.500 = 118.920 kN/m²
Wh5 = 118.920 + 1.099 × 19.000 × 0.500 = 129.357 kN/m²
Wh6 = 129.357 + 1.099 × 19.000 × 0.500 = 139.794 kN/m²
Wh7 = 139.794 + 1.099 × 19.000 × 0.500 = 150.229 kN/m²
Wh8 = 150.229 + 1.099 × 19.000 × 0.500 = 160.666 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.400 × 23.000 + 0.600 × 19.000 + 8.138 × = 50.990 kN/m²
Wh2 = 50.990 + 1.099 × 10.000 × 0.500 = 56.483 kN/m²
Wh3 = 56.483 + 1.099 × 10.000 × 0.500 = 61.976 kN/m²
Wh4 = 61.976 + 1.099 × 10.000 × 0.500 = 67.469 kN/m²
Wh5 = 67.469 + 1.099 × 10.000 × 0.500 = 72.961 kN/m²
Wh6 = 72.961 + 1.099 × 10.000 × 0.500 = 78.454 kN/m²
Wh7 = 78.454 + 1.099 × 10.000 × 0.500 = 83.947 kN/m²
Wh8 = 83.947 + 1.099 × 10.000 × 0.500 = 89.440 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 7.188 × 10.000 = 71.880 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 8.138 × 10.000 = 81.380 kN/m²
Ww3 = 81.380 + 1.099 × 10.000 = 92.366 kN/m²
Ww4 = 92.366 + 1.099 × 10.000 = 103.351 kN/m²
Ww5 = 103.351 + 1.099 × 10.000 = 114.337 kN/m²
Ww6 = 114.337 + 1.099 × 10.000 = 125.323 kN/m²
Ww7 = 125.323 + 1.099 × 10.000 = 136.309 kN/m²
Ww8 = 136.309 + 1.099 × 10.000 = 147.294 kN/m²
Ww9 = 147.294 + 1.099 × 10.000 = 158.280 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww10 = (8.238 + 9.440 - 1.000) × 10.000 = 166.780 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ (kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	30.000	248.600	198.900	19.000	0.483	0.603
계					0.483	0.603

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.483 = 0.604	1.25 Tg' = 1.25 × 0.603 = 0.754

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단.별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

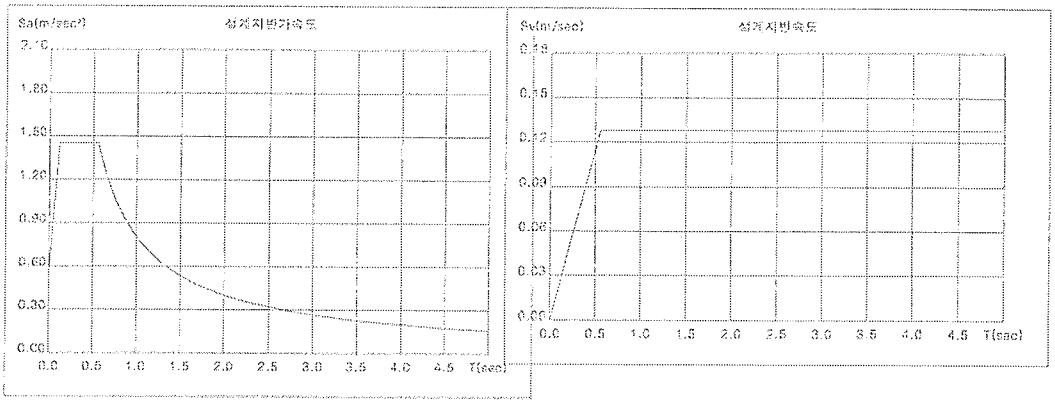
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.333 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.187 m/s²

5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

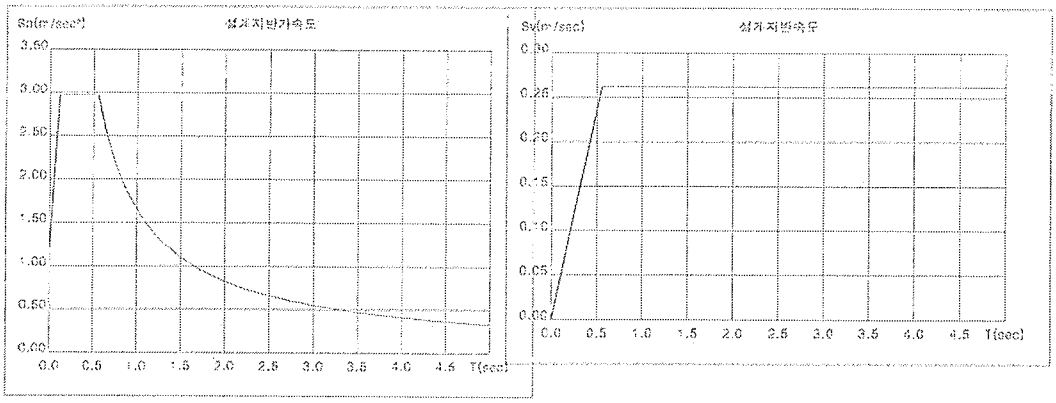
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.604 / 2π × 1.333 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.754 / 2π × 2.187 = 0.262 m/s

6) 설계응답 응답스펙트럼

(1) 기능수행수준



(2) 붕괴방지수준



7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 9.138 m
- 하부슬래브 EL. = 16.828 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.604 \times \cos(\pi \times 9.138 / (2 \times 30.000)) = 0.013907$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.604 \times \cos(\pi \times 16.828 / (2 \times 30.000)) = 0.009969$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.754 \times \cos(\pi \times 9.138 / (2 \times 30.000)) = 0.035536$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.754 \times \cos(\pi \times 16.828 / (2 \times 30.000)) = 0.025472$

Po = Ksb.top × (U(Zu) - U(Zb))

기능수행수준	붕괴방지수준
Po = 39917.440 × (0.013907 - 0.009969) = 157.195 kN/m²	Po = 25552.260 × (0.035536 - 0.025472) = 257.158 kN/m²

8) 측벽 지반변위 하중

P(z) = Kh × (Uh(z) - Uh(b))

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
9.138	158566.510	0.013907	0.003938	624.435
10.237	158566.510	0.013470	0.003501	555.141
11.336	158566.510	0.012987	0.003018	478.554
12.434	158566.510	0.012462	0.002493	395.306
13.533	158566.510	0.011895	0.001926	305.399
14.631	158566.510	0.011290	0.001321	209.466
15.730	158566.510	0.010647	0.000678	107.508
16.828	158566.510	0.009969	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
9.138	101502.830	0.035536	0.010064	1021.524
10.237	101502.830	0.034417	0.008945	907.943
11.336	101502.830	0.033185	0.007713	782.891
12.434	101502.830	0.031843	0.006371	646.675
13.533	101502.830	0.030395	0.004923	499.698
14.631	101502.830	0.028848	0.003376	342.674
15.730	101502.830	0.027204	0.001732	175.803
16.828	101502.830	0.025472	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

Uh1 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zu/(2 × H))

Uh2 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zb/(2 × H))

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	119698.000 × 0.000345 = 41.300	76622.000 × 0.000881 = 67.500
Vb	119698.000 × 0.000609 = 72.900	76622.000 × 0.001556 = 119.220
Vs	(41.300 + 72.900) / 2 = 57.100	(67.500 + 119.220) / 2 = 93.360

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.800×25.000×0.074×(1 - 0.015×8.288) = 2.916	fu = 1.800×25.000×0.182×(1 - 0.015×8.288) = 7.172

② 하부슬래브

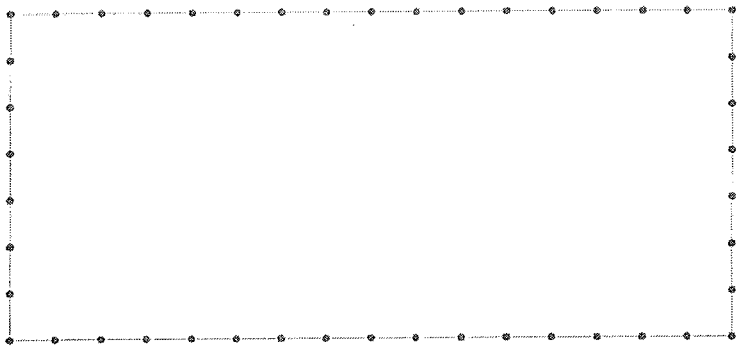
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.700×25.000×0.074×(1 - 0.015×15.978) = 2.391	fb = 1.700×25.000×0.182×(1 - 0.015×15.978) = 5.881

③ 측벽

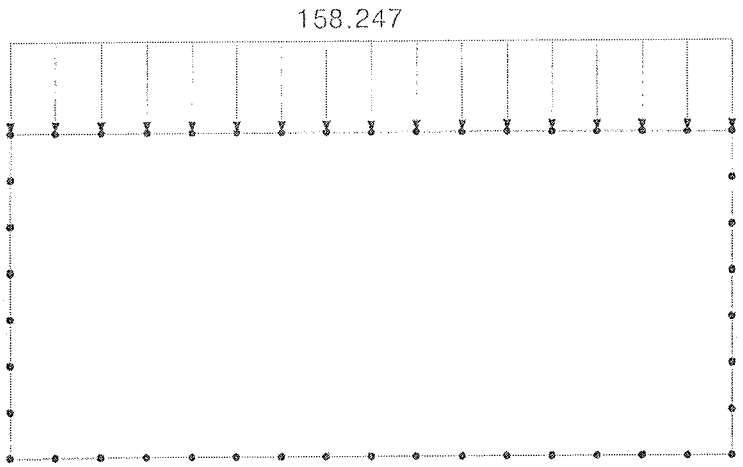
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×8.288) = 3.240	f1 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×8.288) = 7.969
f2 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×9.387) = 3.179	f2 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×9.387) = 7.819
f3 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×10.486) = 3.118	f3 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×10.486) = 7.669
f4 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×11.584) = 3.057	f4 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×11.584) = 7.519
f5 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×12.683) = 2.996	f5 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×12.683) = 7.369
f6 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×13.781) = 2.935	f6 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×13.781) = 7.219
f7 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×14.880) = 2.874	f7 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×14.880) = 7.069
f8 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×15.978) = 2.813	f8 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×15.978) = 6.919

10. 하 중 재 하 (상시)

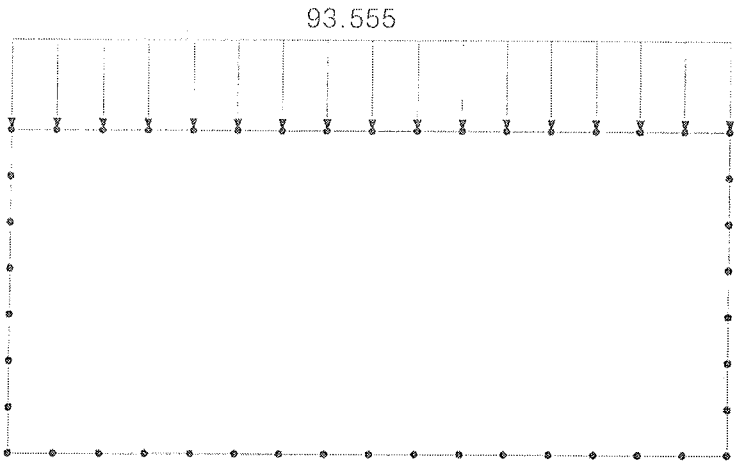
1) CASE1 - 구체자중(SW)



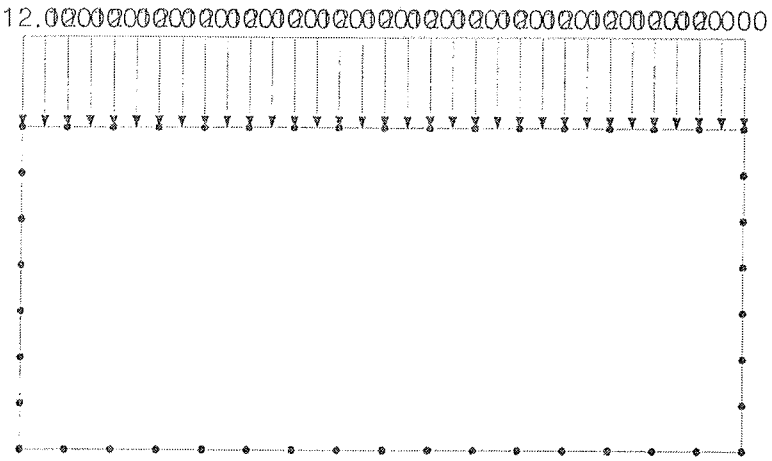
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



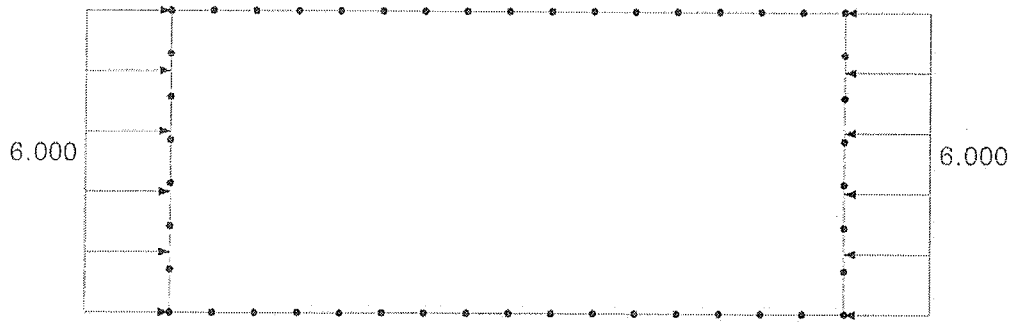
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



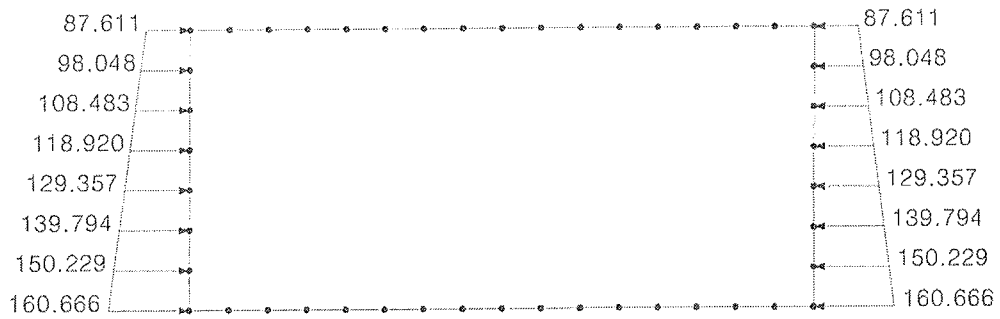
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



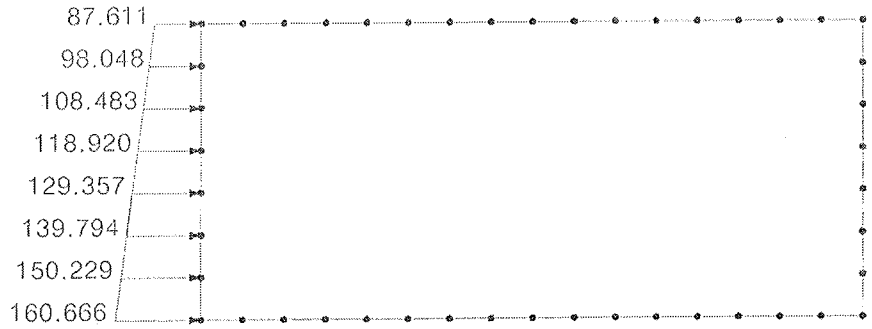
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



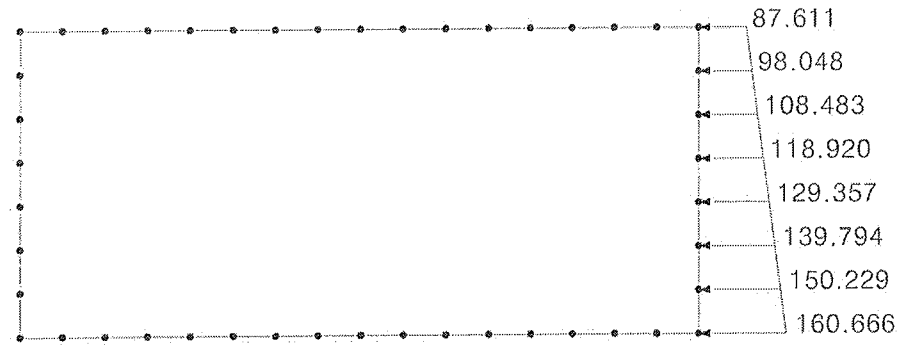
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



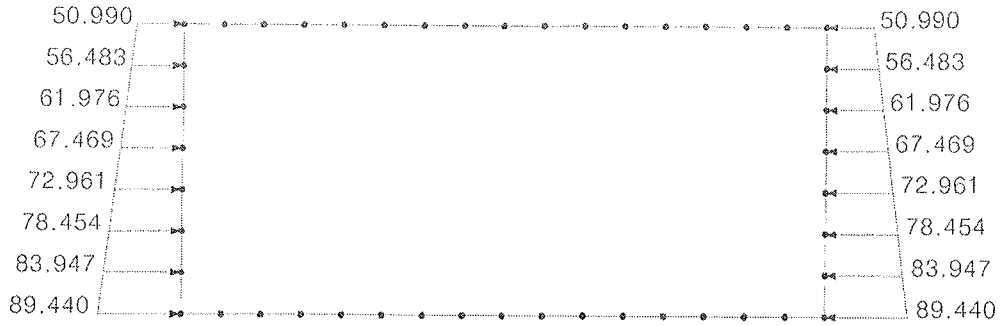
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



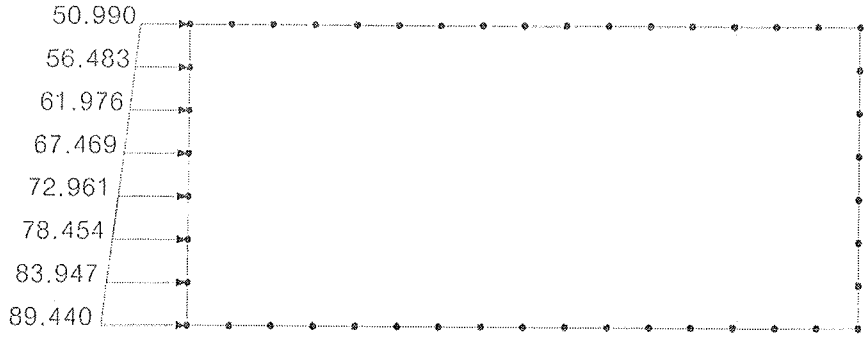
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



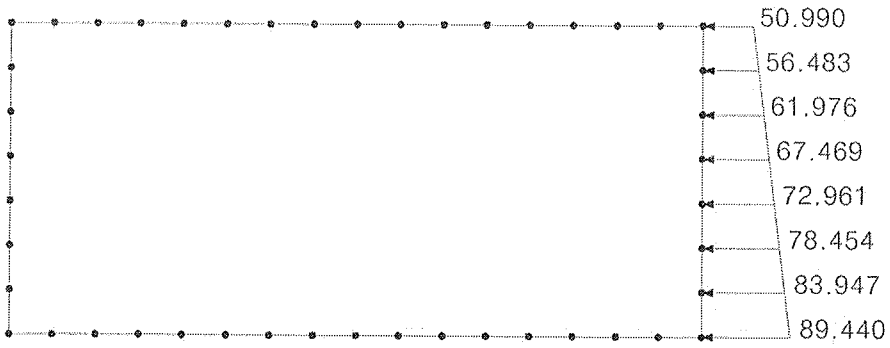
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



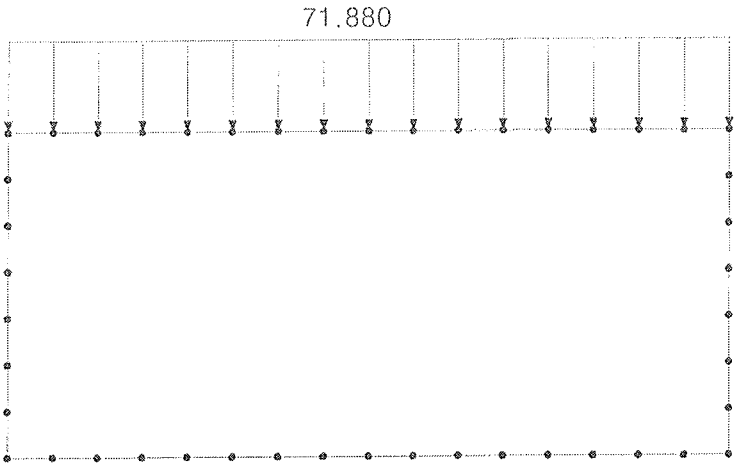
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



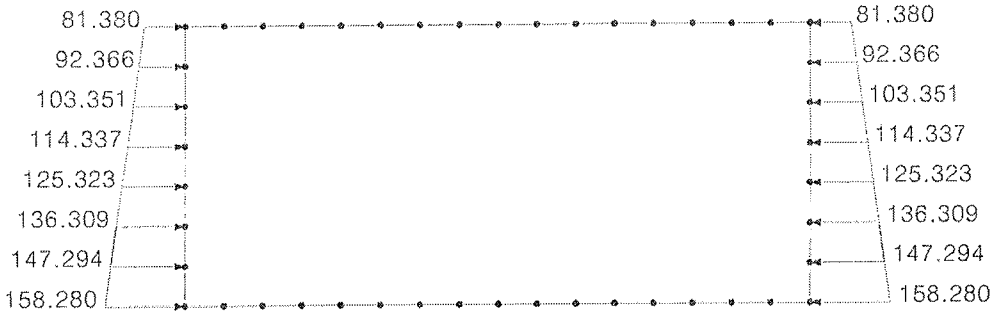
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



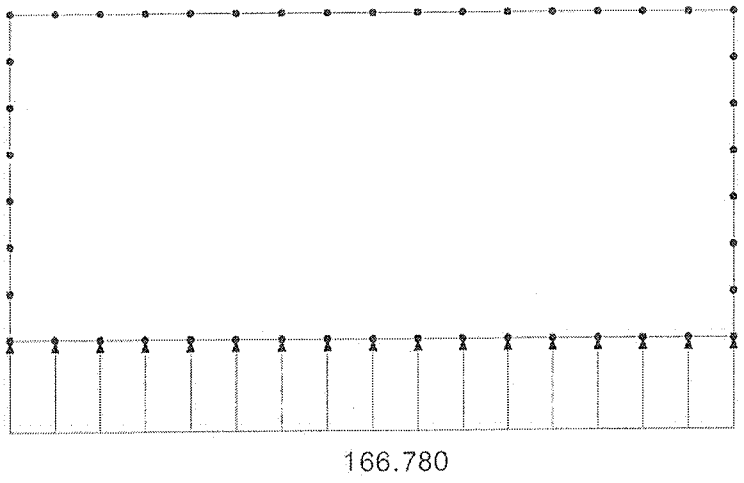
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



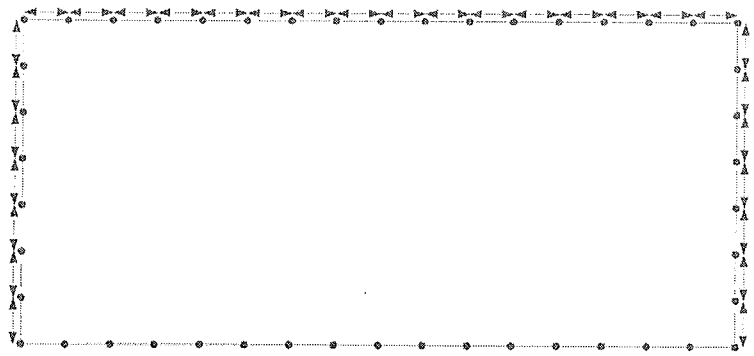
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



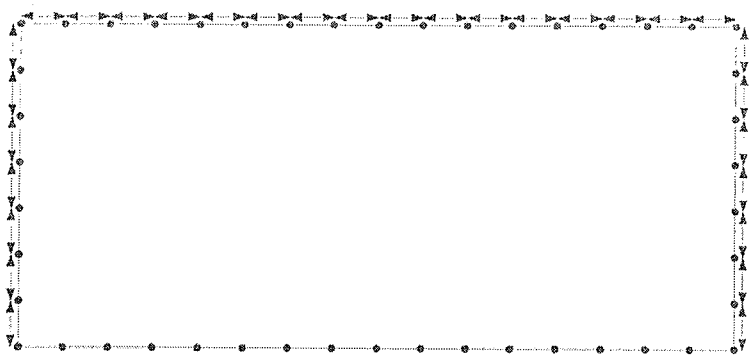
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



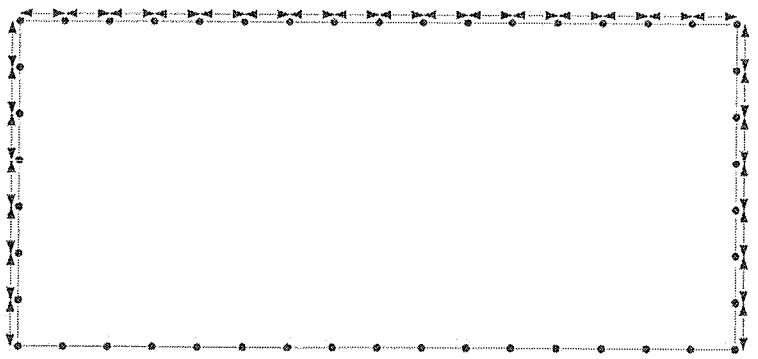
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

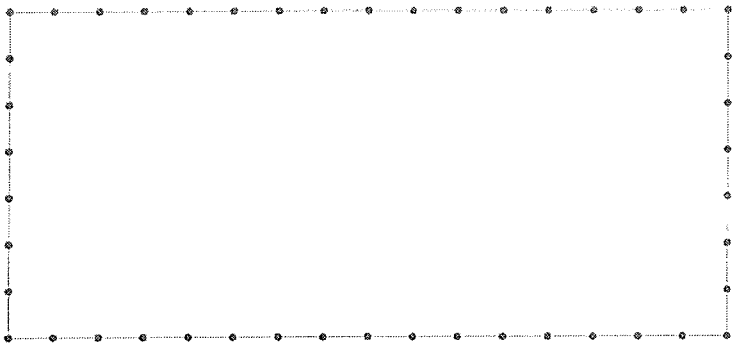


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

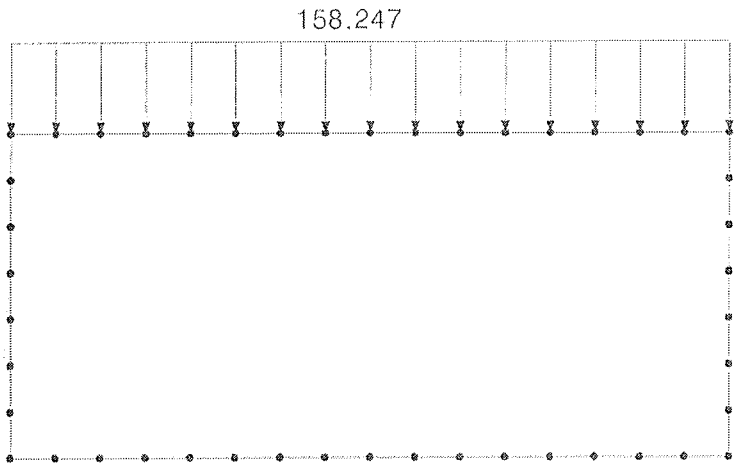


11. 하중 재하 (기능수행)

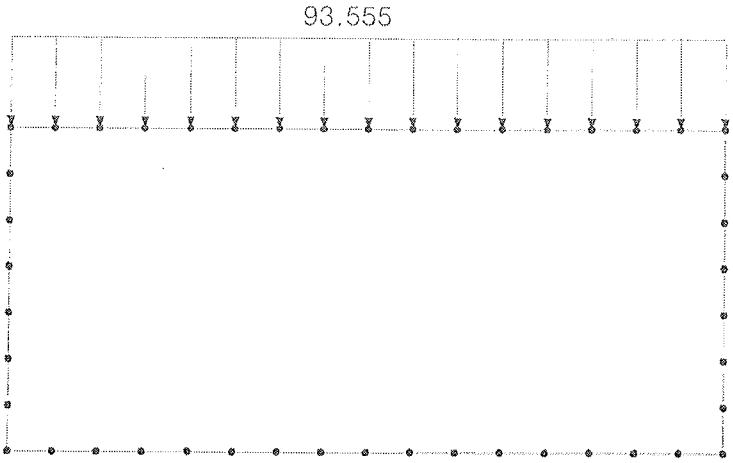
1) CASE1 - 구체자중(SW)



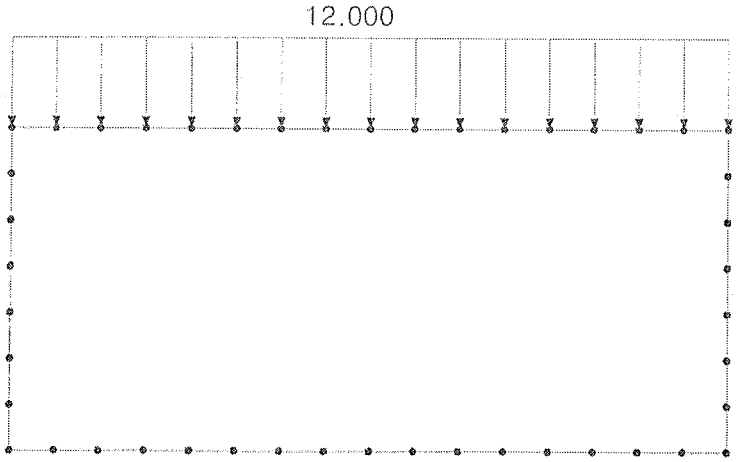
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



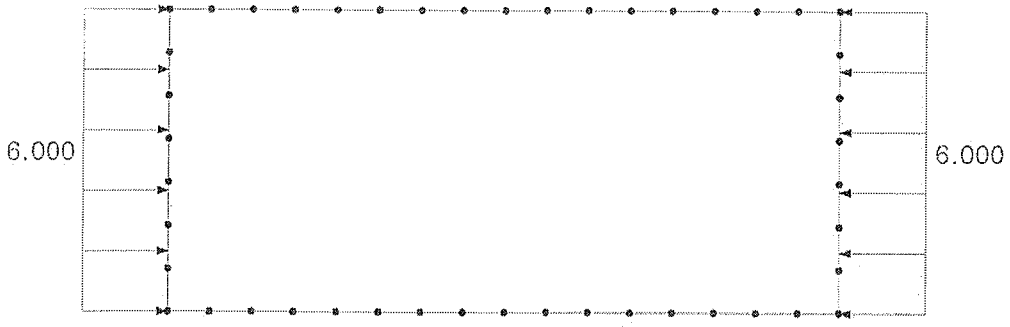
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



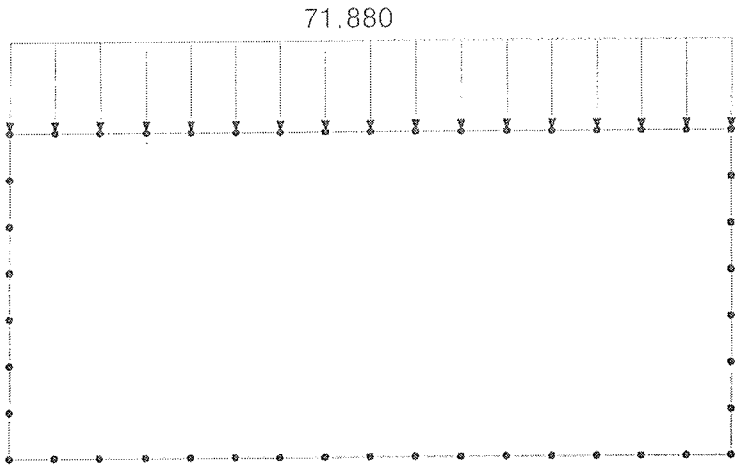
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



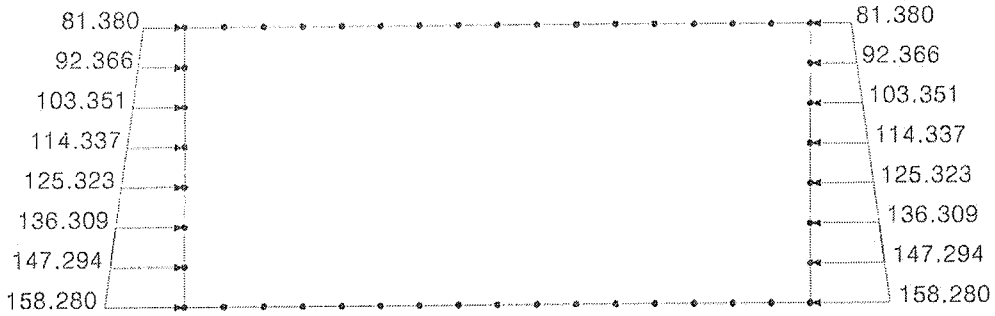
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



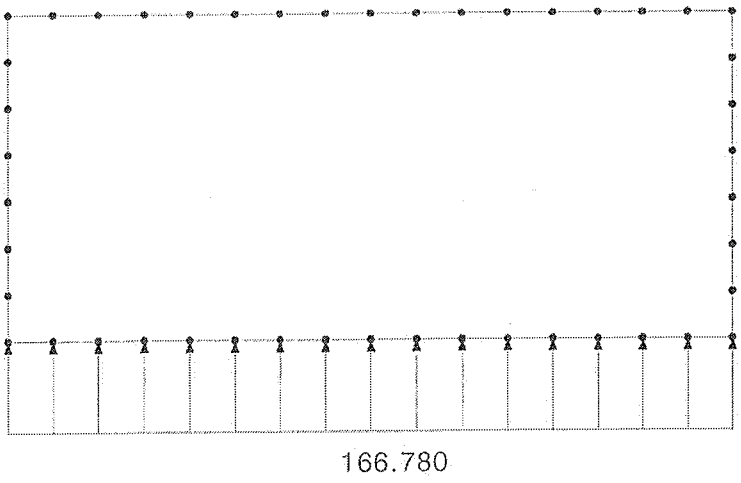
6) CASE6 - 연직수압(WATERV)



7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

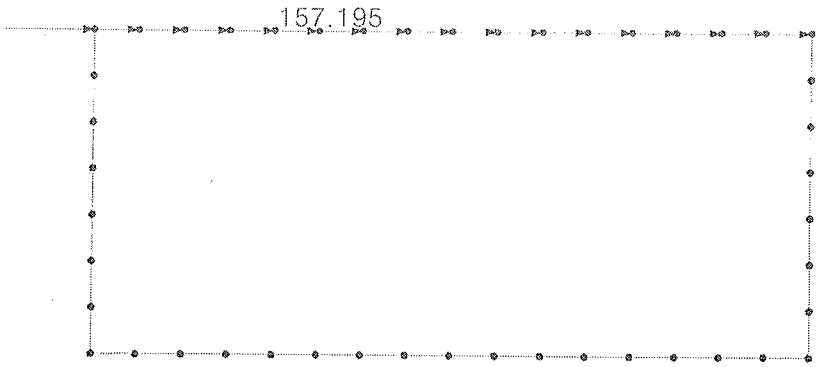


8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)

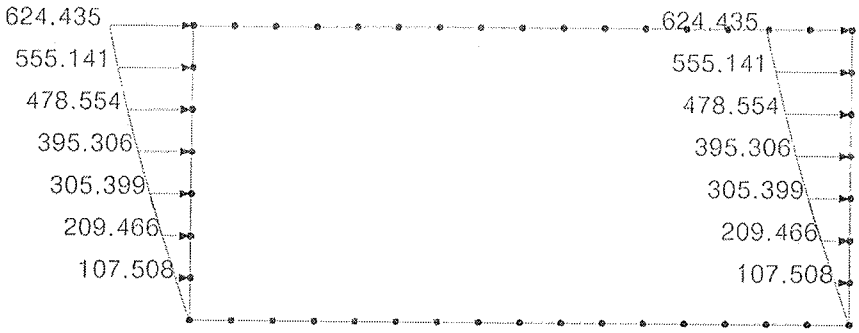


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

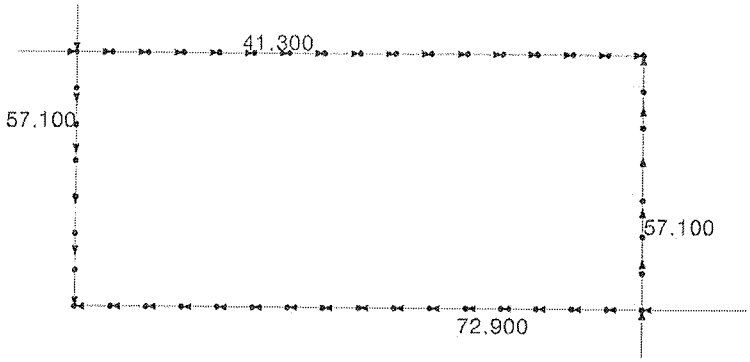
9) CASE9 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



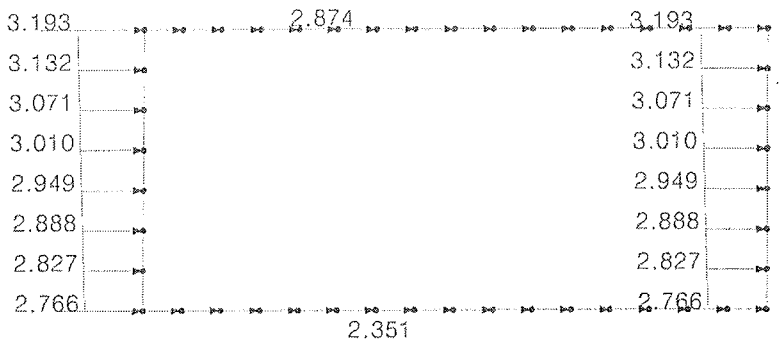
10) CASE10 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



11) CASE11 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

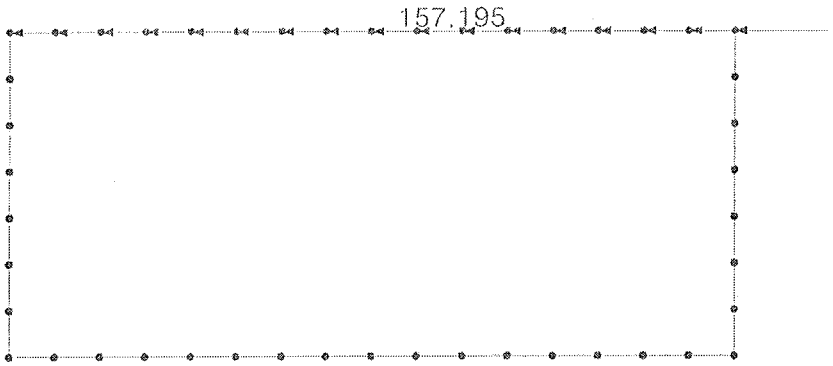


12) CASE12 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

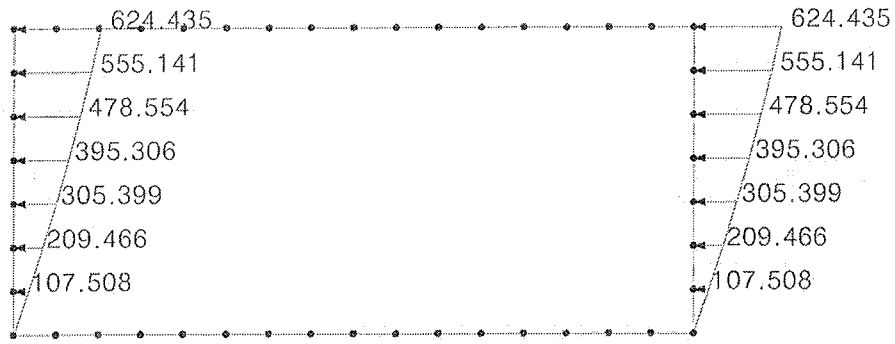


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

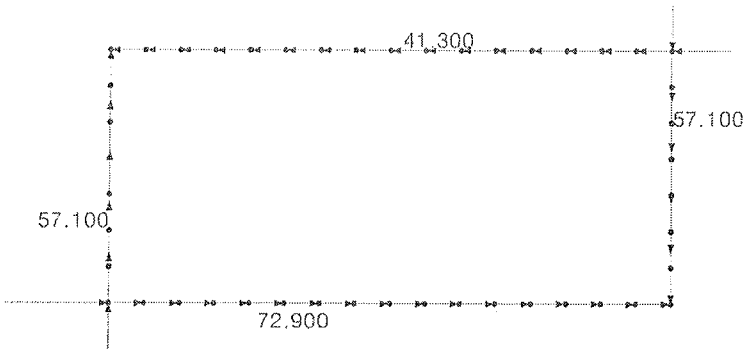
13) CASE13 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



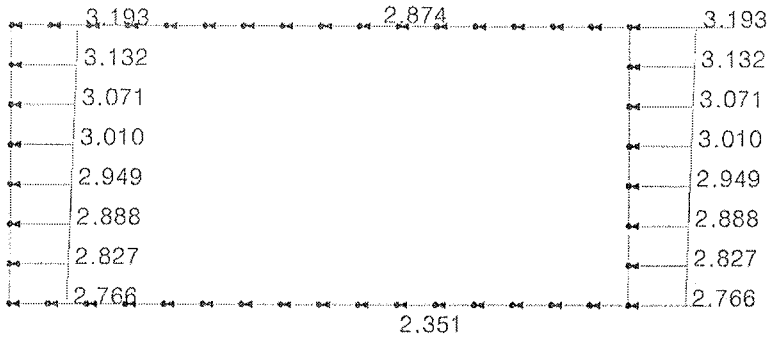
14) CASE14 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



15) CASE15 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

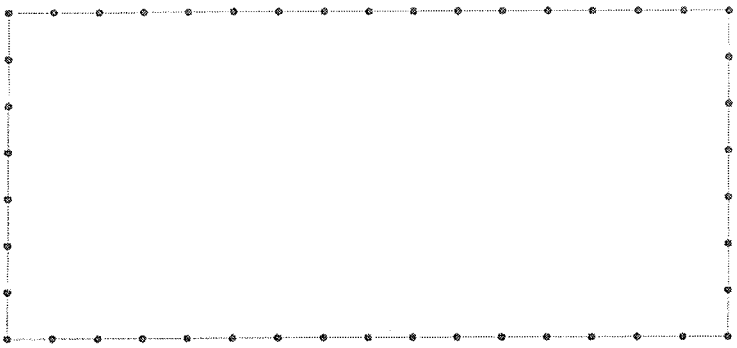


16) CASE16 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

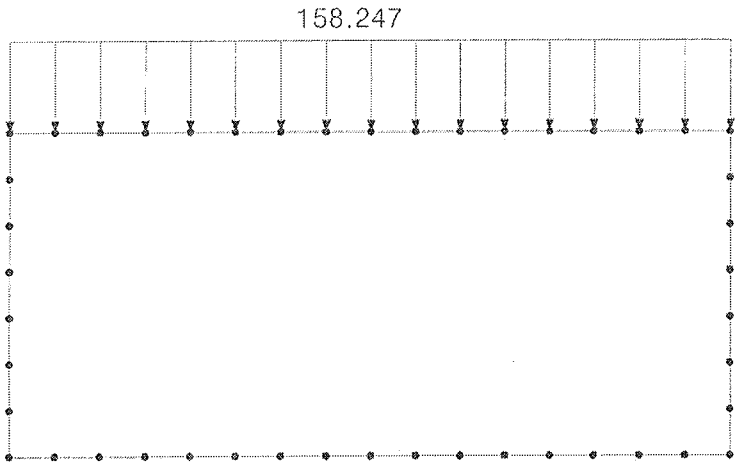


12. 하중 재하 (붕괴방지)

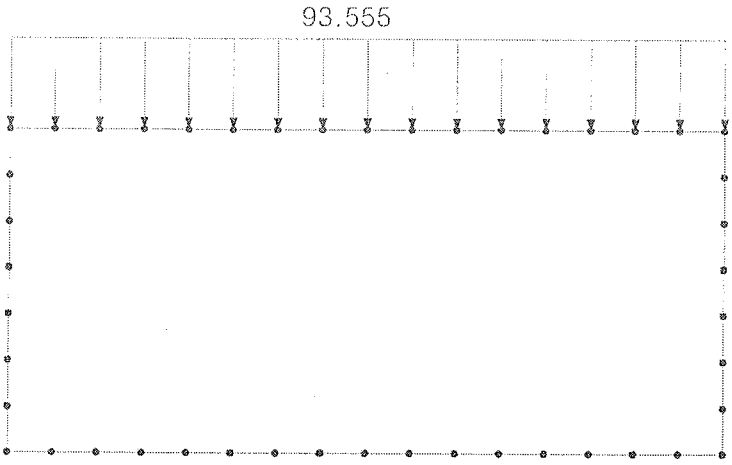
1) CASE1 - 구체자중(SW)



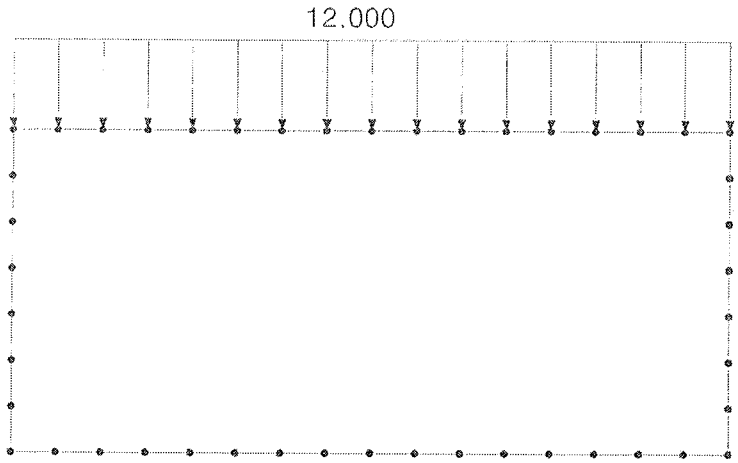
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



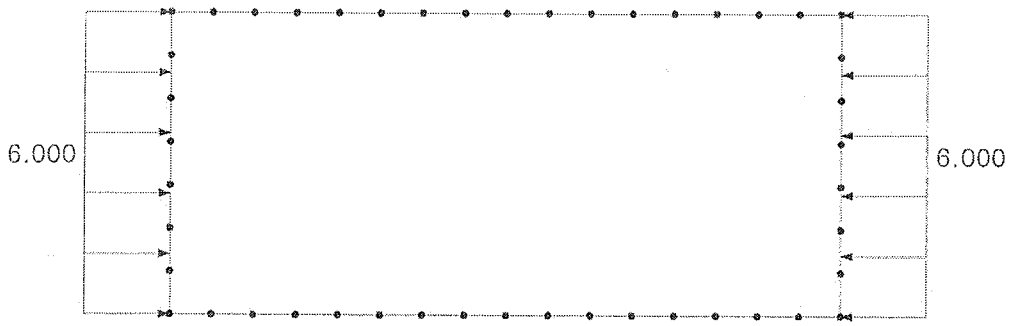
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



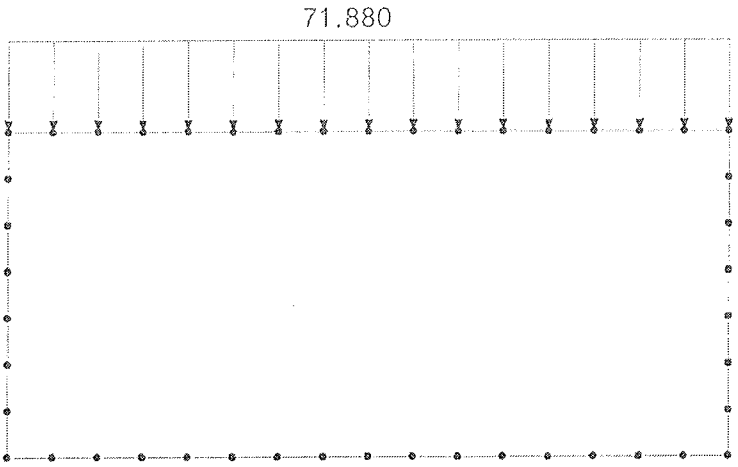
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



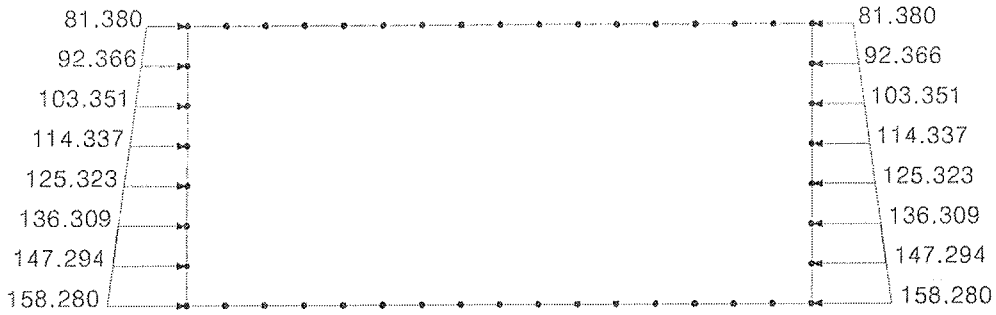
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



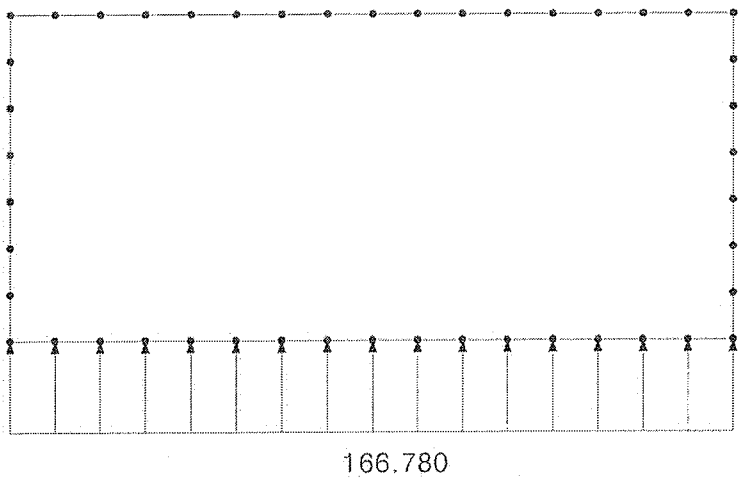
6) CASE6 - 연직수압(WATERV)



7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

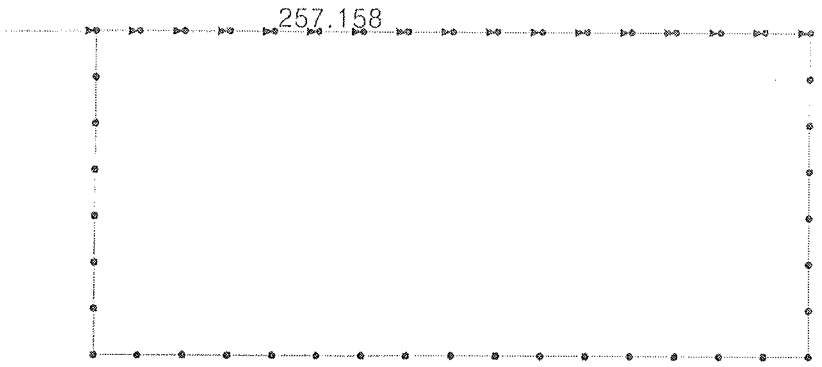


8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)

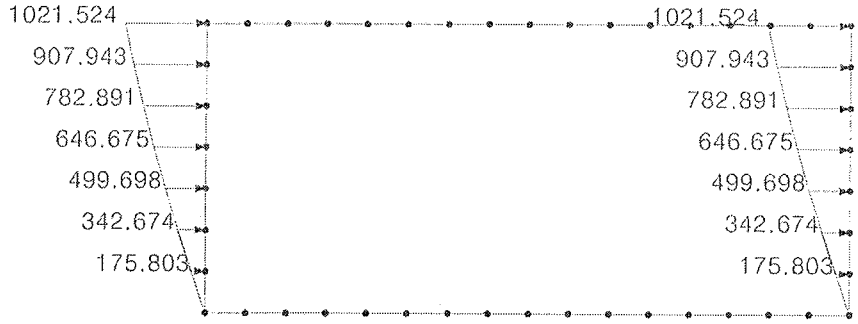


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

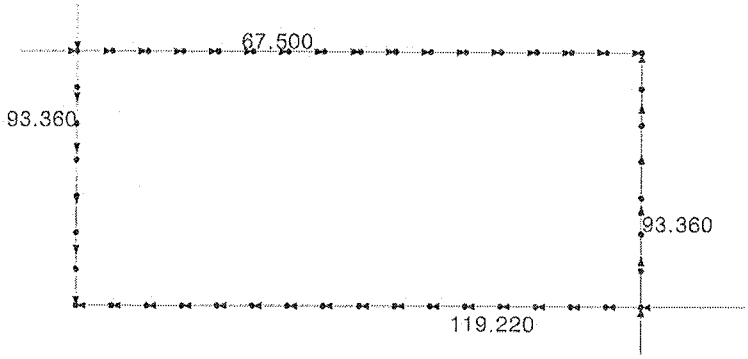
9) CASE9 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



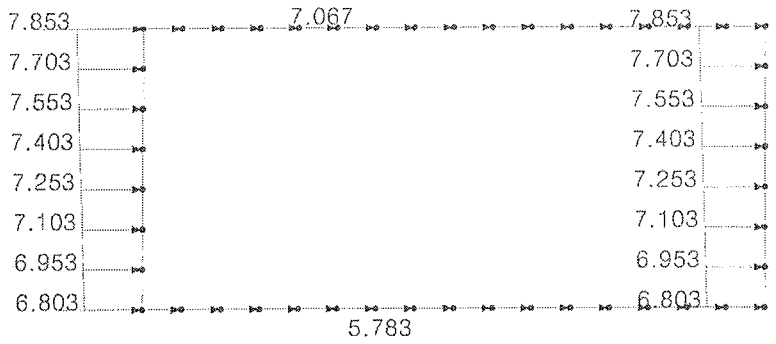
10) CASE10 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



11) CASE11 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

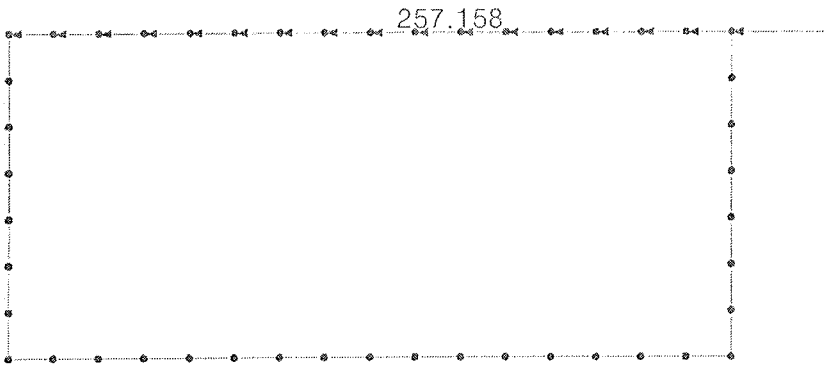


12) CASE12 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

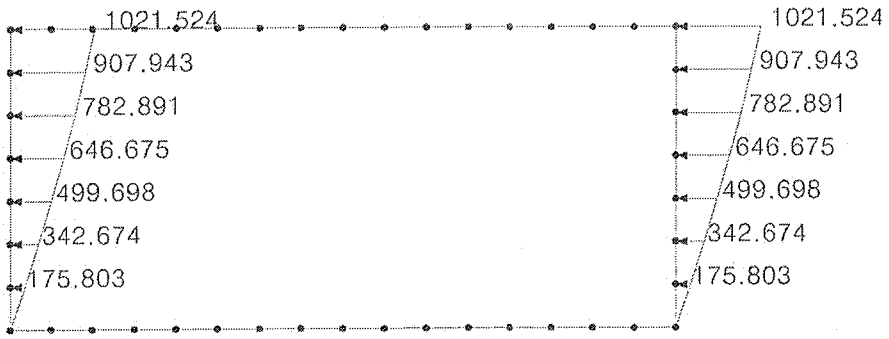


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

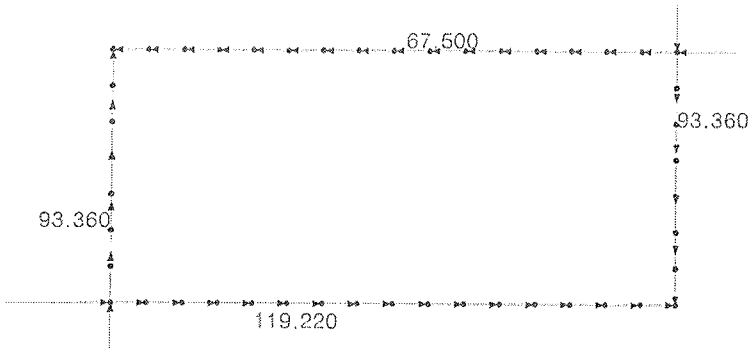
13) CASE13 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



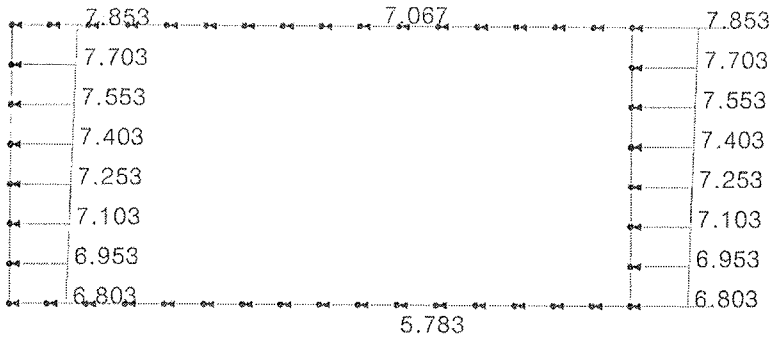
14) CASE14 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



15) CASE15 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



16) CASE16 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.875, h = 8.238 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	1.400	●
LC7	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	1.400	●
LC8	0.900	0.900		1.600		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	●

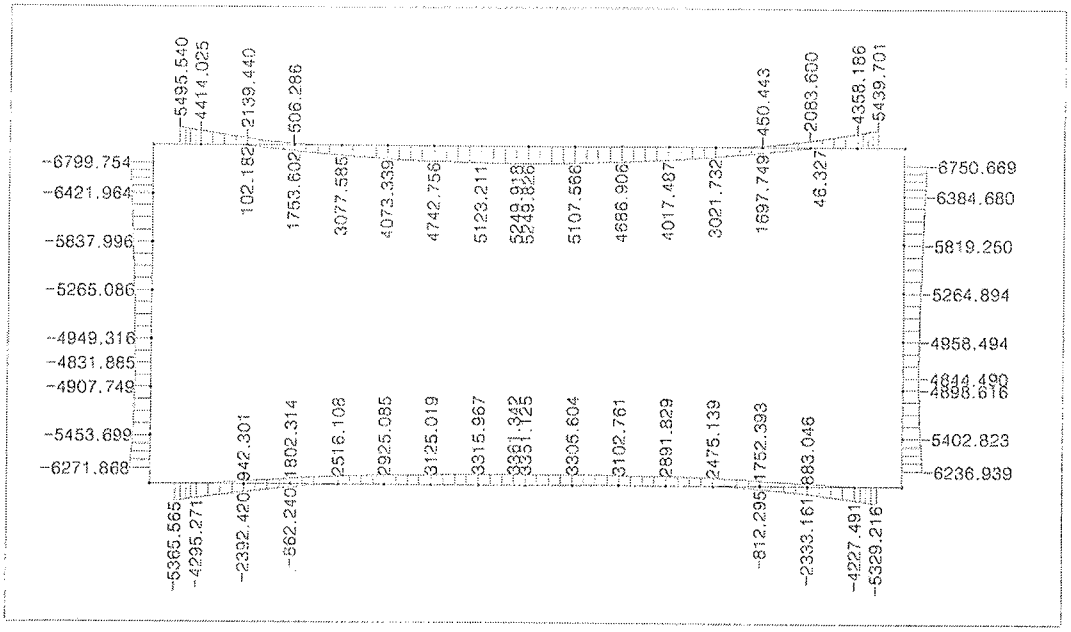
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.400	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.400	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.400	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.400	●

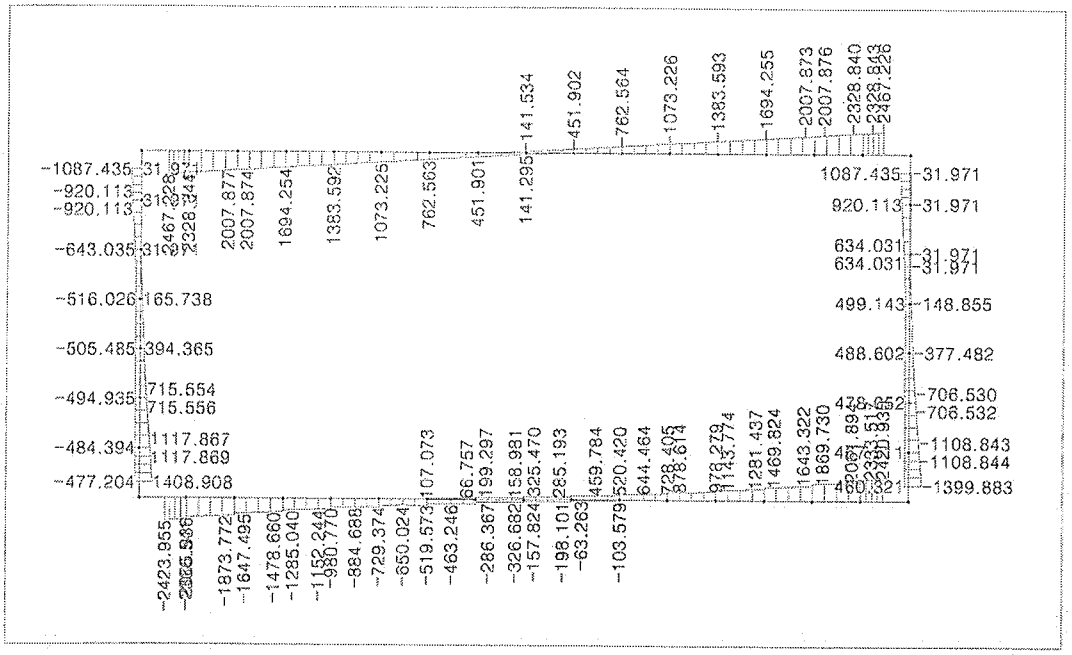
14. 단면력정리

14.1 상시

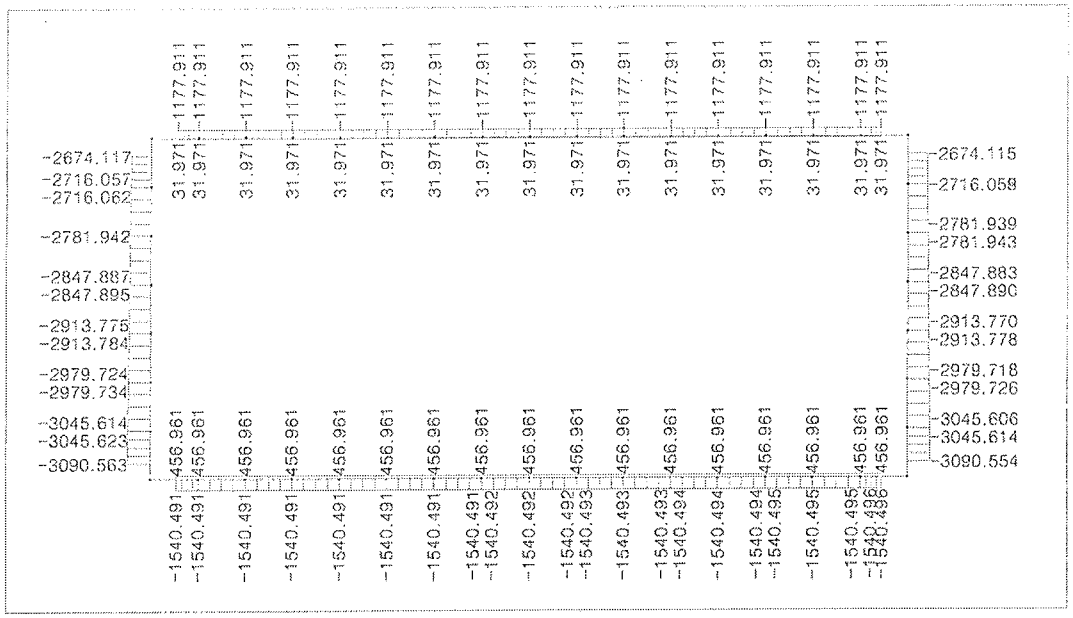
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



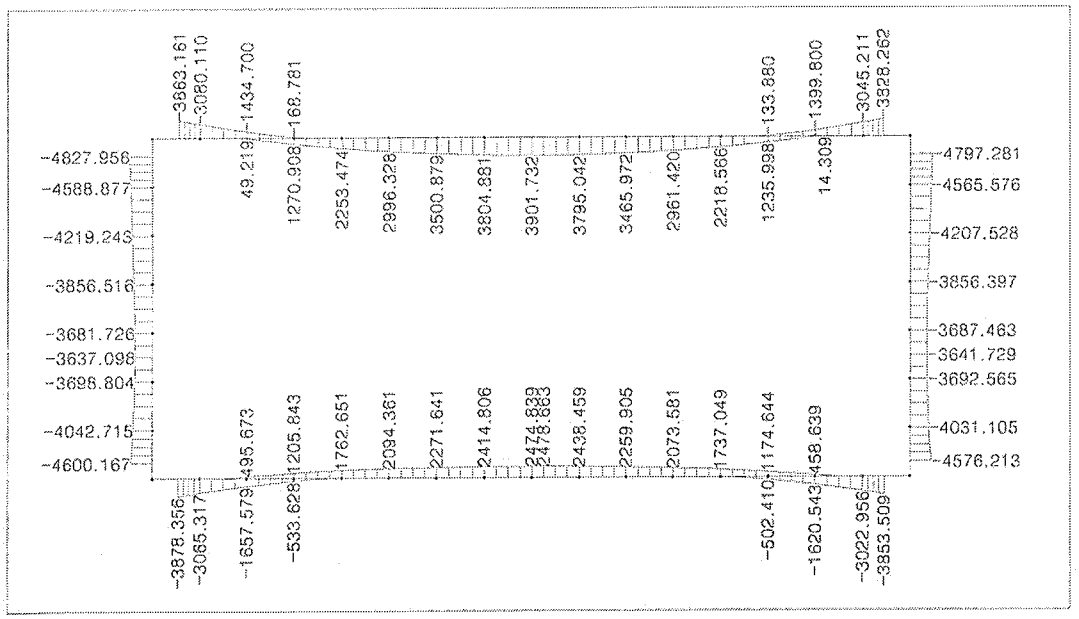
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

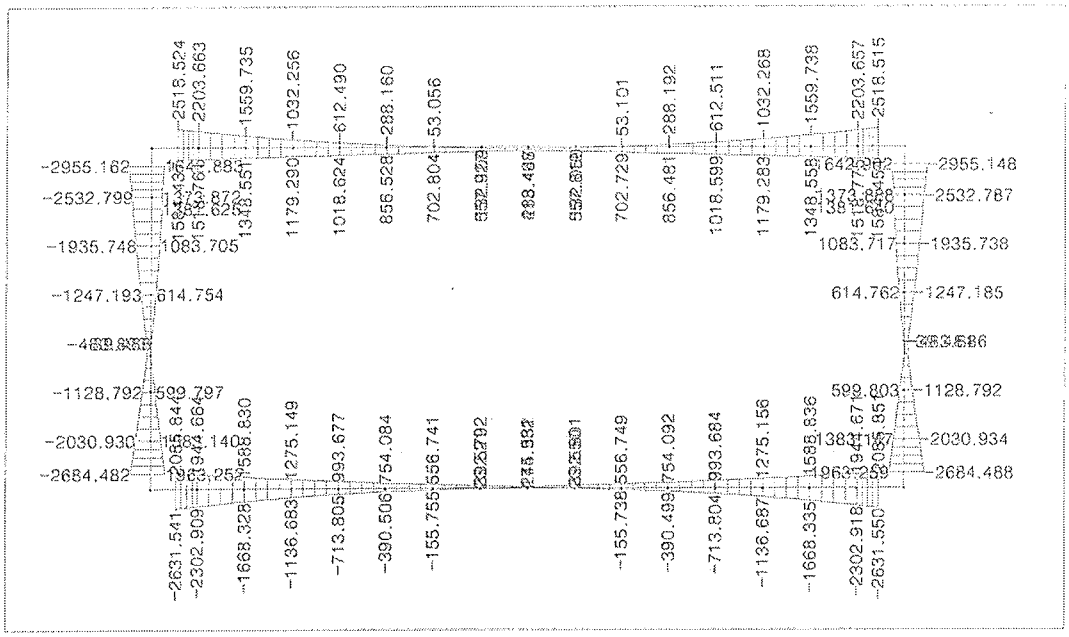


5) 단면력 정리

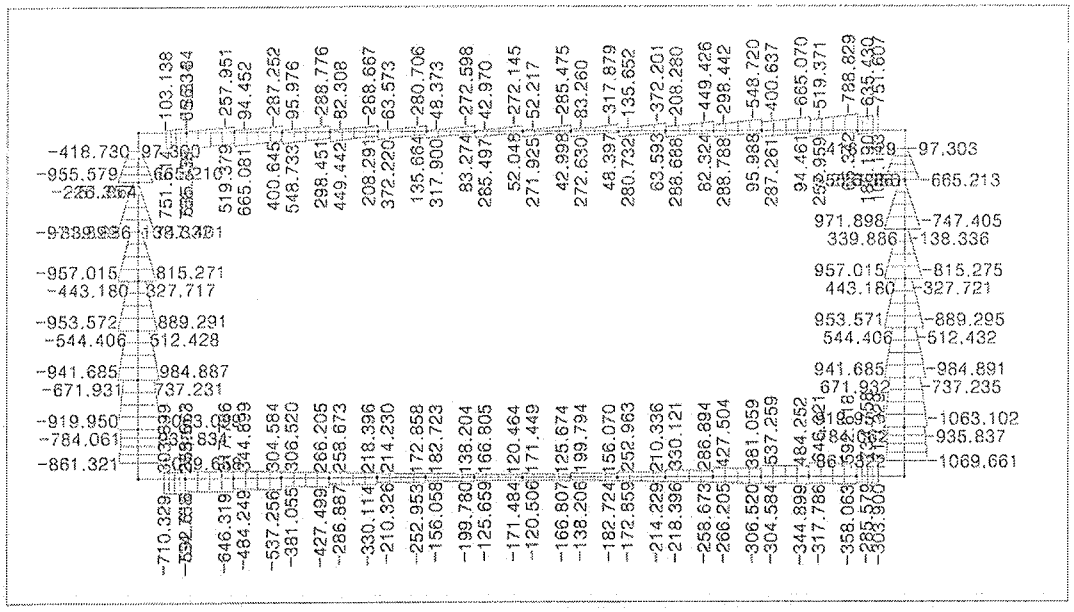
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	5495.54	1830.17	1177.91	3863.16	1000.00	1966.67	
		중앙부	2	5249.92	218.78	1177.91	3900.69	1000.00	1800.00	
		우측	3	5439.70	1830.08	1177.91	3828.26	1000.00	1966.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	5365.57	1557.50	1540.49	3878.36	1000.00	1700.00	
		중앙부	5	3361.34	313.23	1540.49	2457.92	1000.00	1700.00	
		우측	6	5329.22	1553.38	1540.50	3853.51	1000.00	1700.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	6799.75	643.04	2674.12	4827.96	1000.00	2166.67	
		추가1	8	5068.09	1087.44	2880.84	3744.53	1000.00	2000.00	
		중앙부	9	0.00	510.76	3090.56	0.00	1000.00	2000.00	
		하부	10	6271.87	715.55	3090.56	4600.17	1000.00	2000.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	6750.67	634.03	2674.12	4797.28	1000.00	2166.67	
		추가1	12	5072.63	1399.88	2880.83	3747.37	1000.00	2000.00	
		중앙부	13	0.00	493.87	3090.55	0.00	1000.00	2000.00	
		하부	14	6236.94	706.53	3090.55	4576.21	1000.00	2000.00	

14.2 지진시(기능수행)

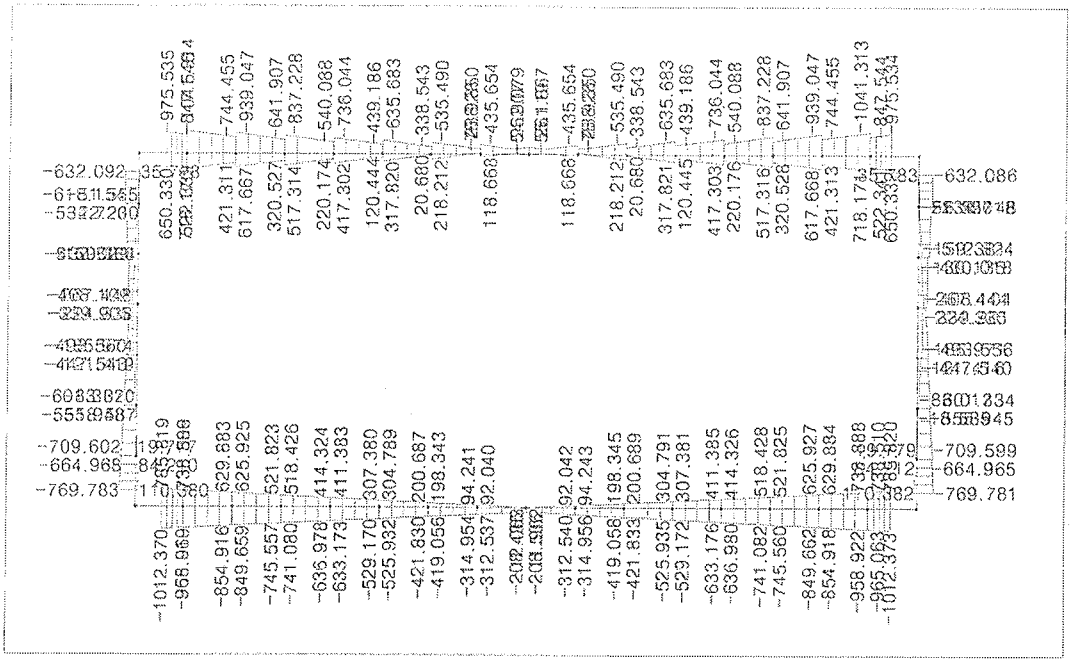
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

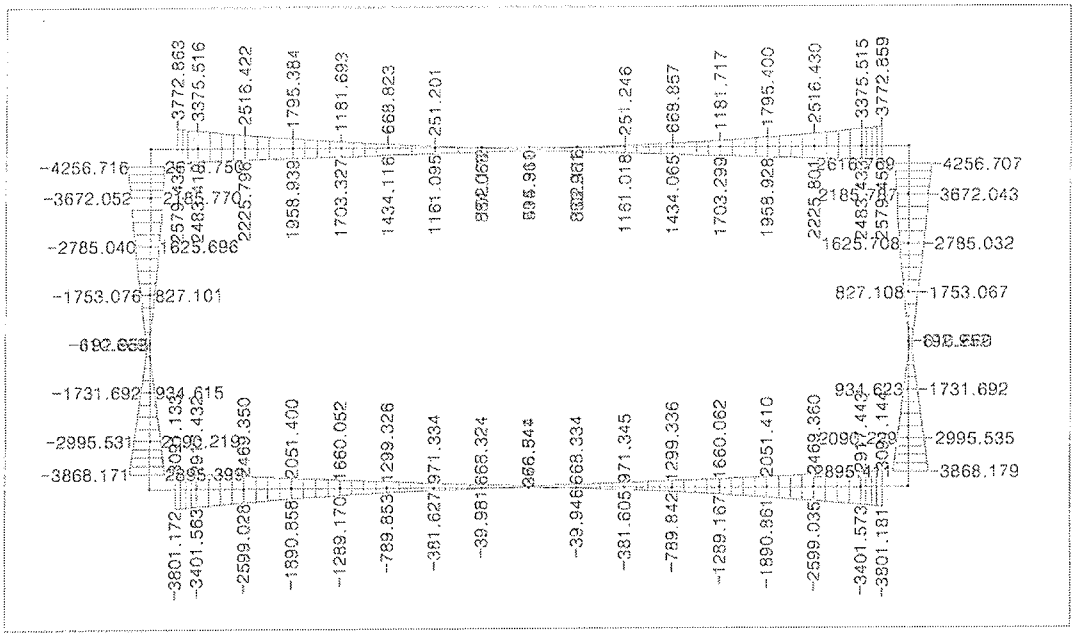


4) 단면력 정리

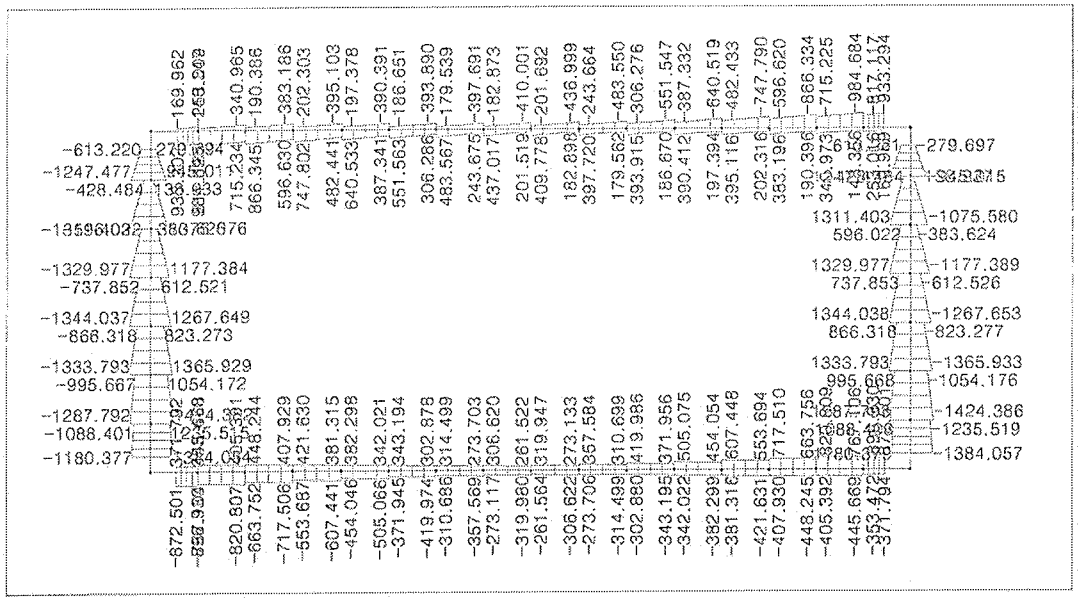
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	2518.52	513.37	1180.72	1000.00	1966.67	
		중앙부	2	476.14	204.82	269.02	1000.00	1800.00	
		우측	3	2518.52	513.28	1180.72	1000.00	1966.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	2631.54	508.65	1237.62	1000.00	1700.00	
		중앙부	5	276.95	158.03	242.07	1000.00	1700.00	
		우측	6	2631.55	508.64	1237.62	1000.00	1700.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	2955.16	971.90	710.26	1000.00	2166.67	
		추가1	8	939.64	418.73	710.26	1000.00	2000.00	
		중앙부	9	1963.25	700.87	878.04	1000.00	2000.00	
		하부	10	2684.48	984.89	878.04	1000.00	2000.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	2955.15	971.90	710.26	1000.00	2166.67	
		추가1	12	939.63	1069.66	878.04	1000.00	2000.00	
		중앙부	13	1963.26	701.14	878.04	1000.00	2000.00	
		하부	14	2684.49	984.89	878.04	1000.00	2000.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

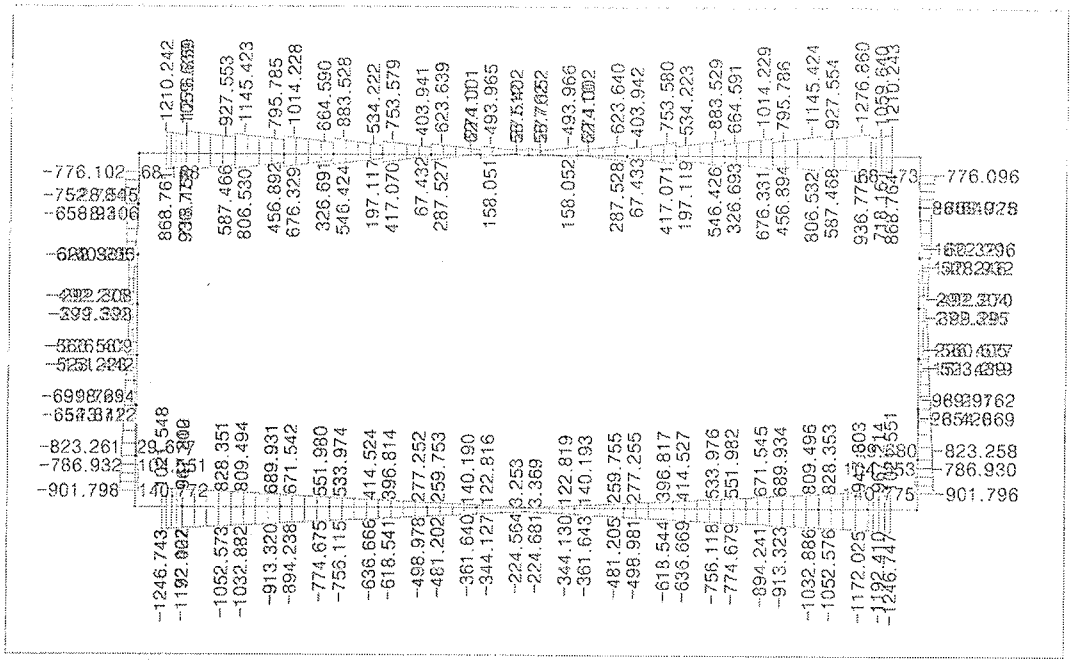
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	3772.86	714.63	1474.17	1000.00	1966.67	
		중앙부	2	693.22	342.68	283.76	1000.00	1800.00	
		우측	3	3772.86	714.54	1474.17	1000.00	1966.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	3801.17	688.90	1534.23	1000.00	1700.00	
		중앙부	5	441.96	306.53	265.19	1000.00	1700.00	
		우측	6	3801.18	688.89	1534.23	1000.00	1700.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	4256.72	1311.40	875.60	1000.00	2166.67	
		추가1	8	1268.90	613.22	875.60	1000.00	2000.00	
		중앙부	9	2895.40	1047.08	1029.51	1000.00	2000.00	
		하부	10	3868.17	1365.93	1029.51	1000.00	2000.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	4256.71	1311.40	875.60	1000.00	2166.67	
		추가1	12	1268.90	1384.06	1029.51	1000.00	2000.00	
		중앙부	13	2895.41	1047.40	1029.51	1000.00	2000.00	
		하부	14	3868.18	1365.93	1029.51	1000.00	2000.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-5495.54	-	-3772.86	-2518.52	-5495.54	
		중앙부	2	5249.92	-	693.22	476.14	5249.92	
		우측	3	-5439.70	-	-3772.86	-2518.52	-5439.70	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-5365.57	-	-3801.17	-2631.54	-5365.57	
		중앙부	5	3361.34	-	441.96	276.95	3361.34	
		우측	6	-5329.22	-	-3801.18	-2631.55	-5329.22	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-6799.75	-	-4256.72	-2955.16	-6799.75	
		추가1	8	-5068.09	-	-1268.90	-939.64	-5068.09	
		중앙부	9	-	-	2895.40	1963.25	2895.40	
		하부	10	-6271.87	-	-3868.17	-2684.48	-6271.87	
우측 벽체	1 층	상부	11	-6750.67	-	-4256.71	-2955.15	-6750.67	
		추가1	12	-5072.63	-	-1268.90	-939.63	-5072.63	
		중앙부	13	-	-	2895.41	1963.26	2895.41	
		하부	14	-6236.94	-	-3868.18	-2684.49	-6236.94	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1830.17	-	714.63	513.37	1830.17	
		중앙부	2	218.78	-	-342.68	-204.82	-342.68	
		우측	3	-1830.08	-	-714.54	-513.28	-1830.08	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1557.50	-	-688.90	-508.65	-1557.50	
		중앙부	5	-313.23	-	-306.53	-158.03	-313.23	
		우측	6	1553.38	-	688.89	508.64	1553.38	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-643.04	-	-1311.40	-971.90	-1311.40	
		추가1	8	-1087.44	-	-613.22	-418.73	-1087.44	
		중앙부	9	-510.76	-	-1047.08	-700.87	-1047.08	
		하부	10	715.55	-	1365.93	984.89	1365.93	
우측 벽체	1 층	상부	11	634.03	-	1311.40	971.90	1311.40	
		추가1	12	-1399.88	-	-1384.06	-1069.66	-1399.88	
		중앙부	13	493.87	-	1047.40	701.14	1047.40	
		하부	14	-706.53	-	-1365.93	-984.89	-1365.93	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-1177.91	-	-1474.17	-1180.72	-1474.17	
		중앙부	2	-1177.91	-	-283.76	-269.02	-1177.91	
		우측	3	-1177.91	-	-1474.17	-1180.72	-1474.17	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1540.49	-	-1534.23	-1237.62	-1540.49	
		중앙부	5	-1540.49	-	-265.19	-242.07	-1540.49	
		우측	6	-1540.50	-	-1534.23	-1237.62	-1540.50	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-2674.12	-	-875.60	-710.26	-2674.12	
		추가1	8	-2880.84	-	-875.60	-710.26	-2880.84	
		중앙부	9	-3090.56	-	-1029.51	-878.04	-3090.56	
		하부	10	-3090.56	-	-1029.51	-878.04	-3090.56	
우측 벽체	1 층	상부	11	-2674.12	-	-875.60	-710.26	-2674.12	
		추가1	12	-2880.83	-	-1029.51	-878.04	-3090.55	
		중앙부	13	-3090.55	-	-1029.51	-878.04	-3090.55	
		하부	14	-3090.55	-	-1029.51	-878.04	-3090.55	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-3863.16	-	-	-	-3863.16	
		중앙부	2	3900.69	-	-	-	3900.69	
		우측	3	-3828.26	-	-	-	-3828.26	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-3878.36	-	-	-	-3878.36	
		중앙부	5	2457.92	-	-	-	2457.92	
		우측	6	-3853.51	-	-	-	-3853.51	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-4827.96	-	-	-	-4827.96	
		추가1	8	-3744.53	-	-	-	-3744.53	
		중앙부	9	-	-	-	-	-	
		하부	10	-4600.17	-	-	-	-4600.17	
우측 벽체	1 층	상부	11	-4797.28	-	-	-	-4797.28	
		추가1	12	-3747.37	-	-	-	-3747.37	
		중앙부	13	-	-	-	-	-	
		하부	14	-4576.21	-	-	-	-4576.21	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1817	5495.54	7370.38	9313.34	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.34
		중앙부	2	1000	1670	5249.92	5523.05	9741.25	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.05
		우측	3	1000	1817	5439.70	7370.38	9214.12	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.35
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	1550	5365.57	6218.26	10842.27	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.16
		중앙부	5	1000	1577	3361.34	3681.66	6504.10	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	7150.40	1.10
		우측	6	1000	1550	5329.22	6218.26	10763.76	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.17
좌측벽체	1층	상부	7	1000	2019	6799.75	12008.58	-	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	14669.60	1.77
		추가1	8	1000	1855	5068.09	11832.98	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	14062.40	2.34
		중앙부	9	1000	1920	2895.40	8908.52	-	H29 - 4.0EA	14669.60	3.08
		하부	10	1000	1853	6271.87	11519.62	-	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	14669.60	1.84
우측벽체	1층	상부	11	1000	2017	6750.67	12515.34	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	15276.80	1.85
		추가1	12	1000	1855	5072.63	12218.22	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	14062.40	2.41
		중앙부	13	1000	1920	2895.41	8908.20	-	H29 - 4.0EA	14669.60	3.08
		하부	14	1000	1853	6236.94	11546.84	-	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	14669.60	1.85

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래	1경간	좌측	1	1071.7	1830.2	1907.93	2.00	229.84	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	1084.7	342.7	1507.87	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	1071.7	1830.1	1907.93	2.00	229.81	H13	150	253.40	O.K
하부슬래	1경간	좌측	4	1006.8	1557.5	1792.29	2.00	177.66	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	1024.1	313.2	1423.62	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	1006.8	1553.4	1792.29	2.00	176.33	H13	150	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	1318.2	1311.4	2257.01	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		추가1	8	1329.0	1087.4	2269.28	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	9	1384.7	1047.1	1871.25	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	10	1336.1	1365.9	2274.90	2.00	8.06	H13	150	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	11	1316.4	1311.4	2253.95	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		추가1	12	1338.1	1399.9	2278.31	2.00	16.66	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	13	1384.7	1047.4	1871.25	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	14	1336.1	1365.9	2274.90	2.00	8.07	H13	150	253.40	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1966.67	1816.67	100.00	5495.54	1830.17

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1866.67 - 260.560) / 260.560 = 0.01849

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 9313.345\ mm^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.364]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00699

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1816.67 - a/2) = 7370.376 kN.m

≥ Mu (= 5495.540 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.341]

* 전단에 대한 검토 (d = 1650.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1650.00 = 1071.706 kN

< Vu (= 1830.172 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1830.172-1071.706) x 150.00 / (400x1650.00xΦ) x 1000 = 229.838 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1650.00 / 150.00 x 1000 = 1114.960 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1650.00 / 1000 = 5715.768 kN ≥ 1114.960 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1428.942 + 1114.960) = 1907.926 kN ≥ 1830.172 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1670.00	80.00	5249.92	342.68

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1720.00 - 210.758) / 210.758 = 0.02148

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 9741.245 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 1.055]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00615

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1670.00 - a/2) = 5523.052 kN.m

≥ Mu (= 5249.918 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.052]

* 전단에 대한 검토 (d = 1670.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1670.00 = 1084.697 kN

≥ Vu (= 342.681 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1966.67	1816.67	100.00	5439.70	1830.08

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1866.67 - 260.560) / 260.560 = 0.01849

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

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 9214.123 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.379]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

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

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

ρuse = As / bd = 0.00699

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1816.67 - a/2) = 7370.376 kN.m

≥ Mu (= 5439.701 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.355]

* 전단에 대한 검토 (d = 1650.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1650.00 = 1071.706 kN

< Vu (= 1830.081 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1830.081-1071.706) x 150.00 / (400x1650.00xΦ) x 1000 = 229.811 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1650.00 / 150.00 x 1000 = 1114.960 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1650.00 / 1000 = 5715.768 kN ≥ 1114.960 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1428.942 + 1114.960) = 1907.926 kN ≥ 1830.081 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1550.00	100.00	5365.57	1557.50

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1600.00 - 260.560) / 260.560 = 0.01542

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 10842.268 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.172]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00820

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1550.00 - a/2) = 6218.256 kN.m

≥ Mu (= 5365.565 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.159]

* 전단에 대한 검토 (d = 1550.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1550.00 = 1006.755 kN

< Vu (= 1557.499 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1557.499-1006.755) x 150.00 / (400x1550.00xΦ) x 1000 = 177.660 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1550.00 / 150.00 x 1000 = 1047.387 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1550.00 / 1000 = 5369.358 kN ≥ 1047.387 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1342.339 + 1047.387) = 1792.295 kN ≥ 1557.499 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1576.69	80.00	3361.34	313.23

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7150.400 x 400.00 = 2860160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.626 mm, c = 124.626 / β1 = 124.626 / 0.85 = 146.618 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1620.00 - 146.618) / 146.618 = 0.03015

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6504.102 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7150.4 mm² (철근도심 : 123.3 mm), [사용률 = 1.099]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

2단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00454

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.626 mm

ΦMn = 0.85 x 7150.400 x 400 x (1576.69 - a/2) = 3681.658 kN.m

≥ Mu (= 3361.342 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.095]

* 전단에 대한 검토 (d = 1576.69 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1576.69 = 1024.091 kN

≥ Vu (= 313.230 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	파복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1550.00	100.00	5329.22	1553.38

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1600.00 - 260.560) / 260.560 = 0.01542

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 10763.758 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.181]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00820

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1550.00 - a/2) = 6218.256 kN.m

≥ Mu (= 5329.216 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.167]

* 전단에 대한 검토 (d = 1550.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1550.00 = 1006.755 kN

< Vu (= 1553.384 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1553.384-1006.755) x 150.00 / (400x1550.00xΦ) x 1000 = 176.332 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1550.00 / 150.00 x 1000 = 1047.387 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1550.00 / 1000 = 5369.358 kN ≥ 1047.387 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1342.339 + 1047.387) = 1792.295 kN ≥ 1553.384 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2166.667	100.000	2019.176	2674.117	6799.754	2542.803

㉯ 철근비 검토

As = 12100.000 ㎟ (인장중심 = 147.49 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2569.600 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0068) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2166.7 x 1000.0 = 49725000.0 N

Cs = As x fy = 4840000.0 N, Cs' = Asf x fy = 1027840.0 N

Xp = (49725000.0 x 1083.33 + 4840000.0 x 147.491 + 1027840.0 x 2086.667) / 55592840.0

= 1020.408 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1211.505 mm, ab = k1 x cb = 1029.780 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1029779.636 = 23633.443 kN, ∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 4840.000 kN

Pb = 23633.443 + 968.868 - 4840.000 = 19762.310 kN

Mb = Cc x 631.369 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 20179.406 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1021.106 mm, e = Mu/Pu = 2542.803 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 483.255 mm, a = k1 x c = 410.767 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 410766.936 = 9427.101 kN

∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 4840.000 kN

Pn = 9427.101 + 968.868 - 4840.000 = 5555.969 kN

Mn = Cc x 815.024 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 14127.709 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2542.799)| = 0.0050 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2166.67 - 100.00 = 2066.667 mm

c = 483.255 mm, a = k1 x c = 410.767 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2066.67-483.26) / 483.26 = 0.00983

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 44204.938 kN ≥ Pn = 5555.969 kN

ΦPn = 0.85 x 5555.969 = 4722.574 kN ≥ Pu = 2674.117 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.543 = 12008.576 kN.m ≥ Mu = 6799.754 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1852.51 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1852.51 = 1318.154 kN

≥ Vu (= 1311.403 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 추가

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2000.000	100.000	1855.283	2880.835	5068.088	1759.243

㉯ 철근비 검토

As = 11492.800 mm² (인장중심 = 144.72 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2569.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0070) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000.0 x 1000.0 = 45900000.0 N

Cs = As x fy = 4597120.0 N, Cs' = Asf x fy = 1027840.0 N

Xp = (45900000.0 x 1000.00 + 4597120.0 x 144.717 + 1027840.0 x 1920.000) / 51524960.0

= 942.043 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1113.170 mm, ab = k1 x cb = 946.194 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 946194.487 = 21715.163 kN, ∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 4597.120 kN

Pb = 21715.163 + 968.868 - 4597.120 = 18086.911 kN

Mb = Cc x 584.860 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 17313.239 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 957.225 mm, e = Mu/Pu = 1759.243 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 591.639 mm, a = k1 x c = 502.894 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 502893.517 = 11541.406 kN

∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 4597.120 kN

Pn = 11541.406 + 968.868 - 4597.120 = 7913.154 kN

Mn = Cc x 690.596 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13921.177 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1759.245) | = 0.0024 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 591.639 mm, a = k1 x c = 502.894 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-591.64) / 591.64 = 0.00663

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 40961.782 kN ≥ Pn = 7913.154 kN

ΦPn = 0.85 x 7913.154 = 6726.181 kN ≥ Pu = 2880.835 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.759 = 11832.985 kN.m ≥ Mu = 5068.088 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1855.28 = 1329.025 kN

≥ Vu (= 1087.435 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2000.000	80.000	1920.000	3090.563	2895.399	936.852

㉯ 철근비 검토

As = 2569.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 12100.000 mm² (압축중심 = 147.49 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0073) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000.0 x 1000.0 = 45900000.0 N

Cs = As x fy = 1027840.0 N, Cs' = Asf x fy = 4840000.0 N

Xp = (45900000.0 x 1000.00 + 1027840.0 x 80.000 + 4840000.0 x 1852.509) / 51767840.0

= 1061.438 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1152.000 mm, ab = k1 x cb = 979.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 979200.000 = 22472.640 kN, ∑Csi = 4562.305 kN, ∑Tsi = 1027.840 kN

Pb = 22472.640 + 4562.305 - 1027.840 = 26007.105 kN

Mb = Cc x 448.962 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 14707.221 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 565.508 mm, e = Mu/Pu = 936.852 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 404.077 mm, a = k1 x c = 343.466 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 343465.576 = 7882.535 kN

∑Csi = 4332.356 kN, ∑Tsi = 1027.840 kN

Pn = 7882.535 + 4332.356 - 1027.840 = 11187.051 kN

Mn = Cc x 889.706 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10480.517 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=936.844) | = 0.0081 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 80.00 = 1920.000 mm

c = 404.077 mm, a = k1 x c = 343.466 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1920.00-404.08) / 404.08 = 0.01125

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 41144.938 kN ≥ Pn = 11187.051 kN

ΦPn = 0.85 x 11187.051 = 9508.993 kN ≥ Pu = 3090.563 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.937 = 8908.516 kN.m ≥ Mu = 2895.399 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1920.00 = 1384.725 kN

≥ Vu (= 1047.084 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2000.000	100.000	1852.509	3090.563	6271.868	2029.361

㉯ 철근비 검토

As = 12100.000 mm² (인장중심 = 147.49 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2569.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0073) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000.0 x 1000.0 = 45900000.0 N

Cs = As x fy = 4840000.0 N, Cs' = Asf x fy = 1027840.0 N

Xp = (45900000.0 x 1000.00 + 4840000.0 x 147.491 + 1027840.0 x 1920.000) / 51767840.0

= 938.562 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1111.505 mm, ab = k1 x cb = 944.780 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 944779.636 = 21682.693 kN, ∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 4840.000 kN

Pb = 21682.693 + 968.868 - 4840.000 = 17811.560 kN

Mb = Cc x 589.049 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 17551.825 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 985.418 mm, e = Mu/Pu = 2029.361 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 540.784 mm, a = k1 x c = 459.666 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 459666.326 = 10549.342 kN

∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 4840.000 kN

Pn = 10549.342 + 968.868 - 4840.000 = 6678.210 kN

Mn = Cc x 708.728 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13552.554 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2029.369)| = 0.0083 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 540.784 mm, a = k1 x c = 459.666 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-540.78) / 540.78 = 0.00754

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 41144.938 kN ≥ Pn = 6678.210 kN

ΦPn = 0.85 x 6678.210 = 5676.478 kN ≥ Pu = 3090.563 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.029 = 11519.624 kN.m ≥ Mu = 6271.868 kN.m ∴ O.K

㉮ 전단에 대한 검토

$\Phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14\ Pu/Ag) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1852.51 = 1336.050$ kN

$<$ Vu (= 1365.929 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = $(1365.929 - 1336.050) \times 150.00 / (400.0 \times 1852.51 \times \Phi) = 8.064$ mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = $253.400 \times 400.0 \times 1852.51 / 150.00 = 1251.802$ kN

Vs Max = $2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1852.51 = 6417.280$ kN ≥ 1251.802 kN ∴ O.K

$\Phi Vn = 0.75 \times (1781.400 + 1251.802)$ = 2274.902 kN ≥ 1365.929 kN ∴ O.K

㈜ TITLE : 우측벽체 상부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2166.667	100.000	2016.667	2674.115	6750.669	2524.450

㉯ 철근비 검토

As = 12707.200 ㎟ (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2569.600 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0071) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2166.7 x 1000.0 = 49725000.0 N

Cs = As x fy = 5082880.0 N, Cs' = Asf x fy = 1027840.0 N

Xp = (49725000.0 x 1083.33 + 5082880.0 x 150.000 + 1027840.0 x 2086.667) / 55835720.0

= 1016.839 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1210.000 mm, ab = k1 x cb = 1028.500 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1028500.000 = 23604.075 kN, ∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 5082.880 kN

Pb = 23604.075 + 968.868 - 5082.880 = 19490.063 kN

Mb = Cc x 635.578 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 20444.782 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1048.985 mm, e = Mu/Pu = 2524.450 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 509.883 mm, a = k1 x c = 433.401 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 433400.572 = 9946.543 kN

∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 5082.880 kN

Pn = 9946.543 + 968.868 - 5082.880 = 5832.531 kN

Mn = Cc x 800.139 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 14723.951 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2524.453) | = 0.0035 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2166.67 - 100.00 = 2066.667 mm

c = 509.883 mm, a = k1 x c = 433.401 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2066.67-509.88) / 509.88 = 0.00916

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 44388.094 kN ≥ Pn = 5832.531 kN

ΦPn = 0.85 x 5832.531 = 4957.651 kN ≥ Pu = 2674.115 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.524 = 12515.341 kN.m ≥ Mu = 6750.669 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1850.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1850.00 = 1316.369 kN

≥ Vu (= 1311.403 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 추가

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2000.000	100.000	1855.283	3090.554	5072.631	1641.334

㉯ 철근비 검토

As = 11492.800 ㎟ (인장중심 = 144.72 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2569.600 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0070) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000.0 x 1000.0 = 45900000.0 N

Cs = As x fy = 4597120.0 N, Cs' = Asf x fy = 1027840.0 N

Xp = (45900000.0 x 1000.00 + 4597120.0 x 144.717 + 1027840.0 x 1920.000) / 51524960.0

= 942.043 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1113.170 mm, ab = k1 x cb = 946.194 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 946194.487 = 21715.163 kN, ∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 4597.120 kN

Pb = 21715.163 + 968.868 - 4597.120 = 18086.911 kN

Mb = Cc x 584.860 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 17313.239 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 957.225 mm, e = Mu/Pu = 1641.334 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 634.935 mm, a = k1 x c = 539.695 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 539694.822 = 12385.996 kN

∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 4597.120 kN

Pn = 12385.996 + 968.868 - 4597.120 = 8757.744 kN

Mn = Cc x 672.196 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 14374.437 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1641.340) | = 0.0063 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 634.935 mm, a = k1 x c = 539.695 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-634.94) / 634.94 = 0.00598

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 40961.782 kN ≥ Pn = 8757.744 kN

ΦPn = 0.85 x 8757.744 = 7444.082 kN ≥ Pu = 3090.554 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.641 = 12218.224 kN.m ≥ Mu = 5072.631 kN.m ∴ O.K

㉮ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1855.28 = 1338.051 kN

< Vu (= 1399.883 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1399.883 - 1338.051) x 150.00 / (400.0 x 1855.28 x Φ) = 16.664 ㎟

Use Av = 253.400 ㎟ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 ㎜)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1855.28 / 150.00 = 1253.677 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1855.28 = 6426.890 kN ≥ 1253.677 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1784.068 + 1253.677) = 2278.308 kN ≥ 1399.883 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2000.000	80.000	1920.000	3090.554	2895.411	936.858

㉯ 철근비 검토

As = 2569.600 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 12100.000 ㎟ (압축중심 = 147.49 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0073) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000.0 x 1000.0 = 45900000.0 N

Cs = As x fy = 1027840.0 N, Cs' = Asf x fy = 4840000.0 N

Xp = (45900000.0 x 1000.00 + 1027840.0 x 80.000 + 4840000.0 x 1852.509) / 51767840.0

= 1061.438 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1152.000 mm, ab = k1 x cb = 979.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 979200.000 = 22472.640 kN, ∑Csi = 4562.305 kN, ∑Tsi = 1027.840 kN

Pb = 22472.640 + 4562.305 - 1027.840 = 26007.105 kN

Mb = Cc x 448.962 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 14707.221 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 565.508 mm, e = Mu/Pu = 936.858 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 404.059 mm, a = k1 x c = 343.450 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 343450.012 = 7882.178 kN

∑Csi = 4332.236 kN, ∑Tsi = 1027.840 kN

Pn = 7882.178 + 4332.236 - 1027.840 = 11186.573 kN

Mn = Cc x 889.713 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10480.209 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=936.856) | = 0.0022 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 80.00 = 1920.000 mm

c = 404.059 mm, a = k1 x c = 343.450 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1920.00-404.06) / 404.06 = 0.01126

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 41144.938 kN ≥ Pn = 11186.573 kN

ΦPn = 0.85 x 11186.573 = 9508.587 kN ≥ Pu = 3090.554 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.937 = 8908.198 kN.m ≥ Mu = 2895.411 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1920.00 = 1384.725 kN

≥ Vu (= 1047.402 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2000.000	100.000	1852.509	3090.554	6236.939	2018.065

㉯ 철근비 검토

As = 12100.000 mm² (인장중심 = 147.49 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2569.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0073) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000.0 x 1000.0 = 45900000.0 N

Cs = As x fy = 4840000.0 N, Cs' = Asf x fy = 1027840.0 N

Xp = (45900000.0 x 1000.00 + 4840000.0 x 147.491 + 1027840.0 x 1920.000) / 51767840.0

= 938.562 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1111.505 mm, ab = k1 x cb = 944.780 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 944779.636 = 21682.693 kN, ∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 4840.000 kN

Pb = 21682.693 + 968.868 - 4840.000 = 17811.560 kN

Mb = Cc x 589.049 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 17551.825 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 985.418 mm, e = Mu/Pu = 2018.065 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 543.513 mm, a = k1 x c = 461.986 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 461986.432 = 10602.589 kN

∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 4840.000 kN

Pn = 10602.589 + 968.868 - 4840.000 = 6731.456 kN

Mn = Cc x 707.568 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13584.534 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2018.068) | = 0.0026 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 543.513 mm, a = k1 x c = 461.986 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-543.51) / 543.51 = 0.00749

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 41144.938 kN ≥ Pn = 6731.456 kN

ΦPn = 0.85 x 6731.456 = 5721.738 kN ≥ Pu = 3090.554 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.018 = 11546.839 kN.m ≥ Mu = 6236.939 kN.m ∴ O.K

㉮ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1852.51 = 1336.050 kN

< Vu (= 1365.933 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1365.933 - 1336.050) x 150.00 / (400.0 x 1852.51 x Φ) = 8.066 ㎟

Use Av = 253.400 ㎟ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 ㎜)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1852.51 / 150.00 = 1251.802 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1852.51 = 6417.280 kN ≥ 1251.802 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1781.400 + 1251.802) = 2274.901 kN ≥ 1365.933 kN ∴ O.K

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

8) 좌측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

9) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

10) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

11) 우측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

12) 우측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

13) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

14) 우측벽체 : 하부

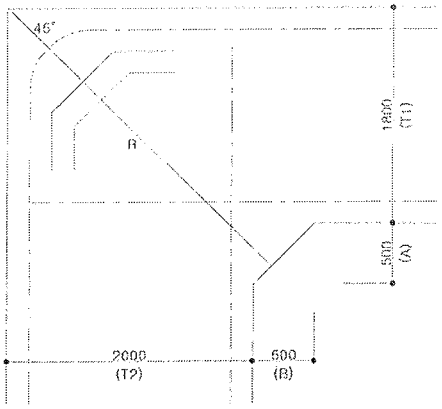
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 4827.958 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 4827.958 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 3040.559 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4827.96 \times 10^6}{3040.559^2 \times 1000} = 2.611 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 4827.96 \times 10^6}{3040.559 \times 180} = 17642.801 \text{ mm}^2$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 17642.801 mm² - 6353.600 mm²

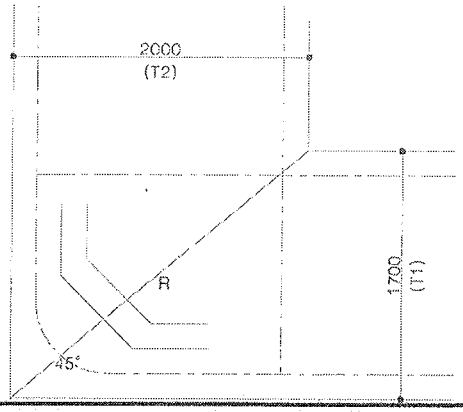
= 11289.201 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H29 - 8EA

∴ Total As = 11492.800 mm² > Req'd As (= 11289.201 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 4600.167 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 4600.167 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2624.881$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4600.17 \times 10^6}{2624.881^2 \times 1000} = 3.338 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 4600.17 \times 10^6}{2624.881 \times 180} = 19472.489 \text{ mm}^2$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 19472.489 mm² - 6353.600 mm²

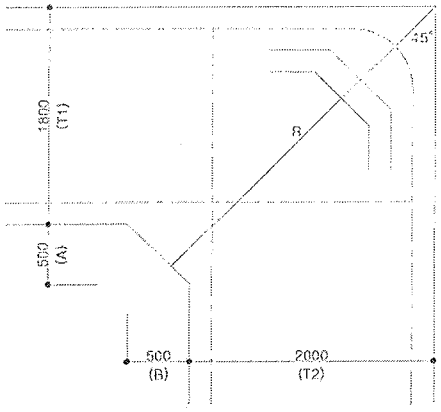
= 13118.889 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H25 - 8E , H25 - 8EA

∴ Total As = 13246.400 mm² > Req'd As (= 13118.889 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 4797.281 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 4797.281 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 3040.559 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4797.28 \times 10^6}{3040.559^2 \times 1000} = 2.595 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 4797.28 \times 10^6}{3040.559 \times 180} = 17530.698 \text{ mm}^2$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 17530.698 mm² - 6353.600 mm²

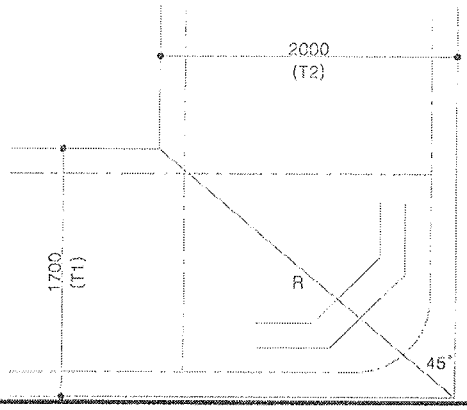
= 11177.098 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H29 - 8EA

∴ Total As = 11492.800 mm² > Req'd As (= 11177.098 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 4576.213 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 4576.213 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2624.881$ mm

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4576.21 \times 10^6}{2624.881^2 \times 1000} = 3.321 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 4576.21 \times 10^6}{2624.881 \times 180} = 19371.092 \text{ mm}^2$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 19371.092 mm² - 6353.600 mm²

= 13017.492 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA . H25 - 8E . H25 - 8EA

∴ Total As = 13246.400 mm² > Req'd As (= 13017.492 mm²) ----------> O.K !!!

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	1817	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	218.576	O.K	1.75
		중앙부	2	1670	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	153.494	O.K	1.23
		우측	3	1817	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	222.483	O.K	1.78
하부슬래브	1경간	좌측	4	1550	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	151.774	O.K	1.21
		중앙부	5	1577	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	125	165.704	O.K	1.33
		우측	6	1550	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	154.107	O.K	1.23
좌측벽체	1층	상부	7	2019	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	155.211	O.K	1.24
		추가	8	1855	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	200.413	O.K	1.60
		중앙부	9	1920	H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	10	1853	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	140.457	O.K	1.12
우측벽체	1층	상부	11	2017	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	174.748	O.K	1.40
		추가	12	1855	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	200.102	O.K	1.60
		중앙부	13	1920	H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	14	1853	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	142.291	O.K	1.14

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3863.161 x 1000000 / [12707.200 x (1816.667 - 486.461/3)]
= 183.748 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1816.7/(7x12707.200)]
= 486.461 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 183.75) - 2.5 x 84.00 = 218.58 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 183.75) = 342.86 mm
Sa는 작은 값인 218.58 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 218.58 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3900.686 x 1000000 / [10278.400 x (1670.000 - 423.516/3)]
= 248.231 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1670.0/(7x10278.400)]
= 423.516 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 130.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 248.23) - 2.5 x 65.50 = 153.49 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 248.23) = 253.80 mm
Sa는 작은 값인 153.49 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 153.49 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3828.262 x 1000000 / [12707.200 x (1816.667 - 486.461/3)]
= 182.088 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1816.7/(7x12707.200)]
= 486.461 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 182.09) - 2.5 x 84.00 = 222.48 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 182.09) = 345.99 mm
Sa는 작은 값인 222.48 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 222.48 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3878.356 x 1000000 / [12707.200 x (1550.000 - 443.646/3)]
= 217.677 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1550.0/(7x12707.200)]
= 443.646 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 217.68) - 2.5 x 84.00 = 151.77 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 217.68) = 289.42 mm
Sa는 작은 값인 151.77 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 151.77 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2457.916 x 1000000 / [7150.400 x (1576.691 - 350.373/3)]
= 235.458 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7150.400/1000.0 + 7x7150.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1576.7/(7x7150.400)]
= 350.373 mm

사용철근량 = 7150.4 ㎟ (철근도심 : 123.3 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)
2단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 235.46) - 2.5 x 67.50 = 165.70 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 235.46) = 267.56 mm
Sa는 작은 값인 165.70 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 165.70 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3853.509 x 1000000 / [12707.200 x (1550.000 - 443.646/3)]
= 216.283 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1550.0/(7x12707.200)]
= 443.646 mm

사용철근량 = 12707.2 ㎟ (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 ㎟)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 216.28) - 2.5 x 84.00 = 154.11 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 216.28) = 291.29 mm
Sa는 작은 값인 154.11 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 154.11 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4827.958 x 1000000 / [12100.000 x (2019.176 - 506.250/3)]
= 215.629 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12100.000/1000.0 + 7x12100.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2019.2/(7x12100.000)]
= 506.250 mm

사용철근량 = 12100.0 mm² (철근도심 : 147.5 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 215.63) - 2.5 x 84.00 = 155.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 215.63) = 292.17 mm
Sa는 작은 값인 155.21 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 155.21 mm) ∴ O.K

8) 좌측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3744.525 x 1000000 / [11492.800 x (1855.283 - 471.806/3)]
= 191.880 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11492.800/1000.0 + 7x11492.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1855.3/(7x11492.800)]
= 471.806 mm

사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 191.88) - 2.5 x 84.00 = 200.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 191.88) = 328.33 mm
Sa는 작은 값인 200.41 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 200.41 mm) ∴ O.K

9) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4600.167 x 1000000 / [12100.000 x (1852.509 - 481.859/3)]
= 224.707 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12100.000/1000.0 + 7x12100.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1852.5/(7x12100.000)]
= 481.859 mm

사용철근량 = 12100.0 mm² (철근도심 : 147.5 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 224.71) - 2.5 x 84.00 = 140.46 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 224.71) = 280.37 mm
Sa는 작은 값인 140.46 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 140.46 mm) ∴ O.K

10) 우측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4797.281 x 1000000 / [12707.200 x (2016.667 - 516.590/3)]
= 204.679 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2016.7/(7x12707.200)]
= 516.590 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 204.68) - 2.5 x 84.00 = 174.75 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 204.68) = 307.80 mm
Sa는 작은 값인 174.75 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 174.75 mm) ∴ O.K

11) 우측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3747.367 x 1000000 / [11492.800 x (1855.283 - 471.806/3)]
= 192.026 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11492.800/1000.0 + 7x11492.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1855.3/(7x11492.800)]
= 471.806 mm

사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 192.03) - 2.5 x 84.00 = 200.10 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 192.03) = 328.08 mm
Sa는 작은 값인 200.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 200.10 mm) ∴ O.K

12) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4576.213 x 1000000 / [12100.000 x (1852.509 - 481.859/3)]
= 223.537 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12100.000/1000.0 + 7x12100.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1852.5/(7x12100.000)]
= 481.859 mm

사용철근량 = 12100.0 mm² (철근도심 : 147.5 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 223.54) - 2.5 x 84.00 = 142.29 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 223.54) = 281.83 mm
Sa는 작은 값인 142.29 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 142.29 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 16.859 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.80 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 16.859 / 28

T = 0.602 m < 1.800 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

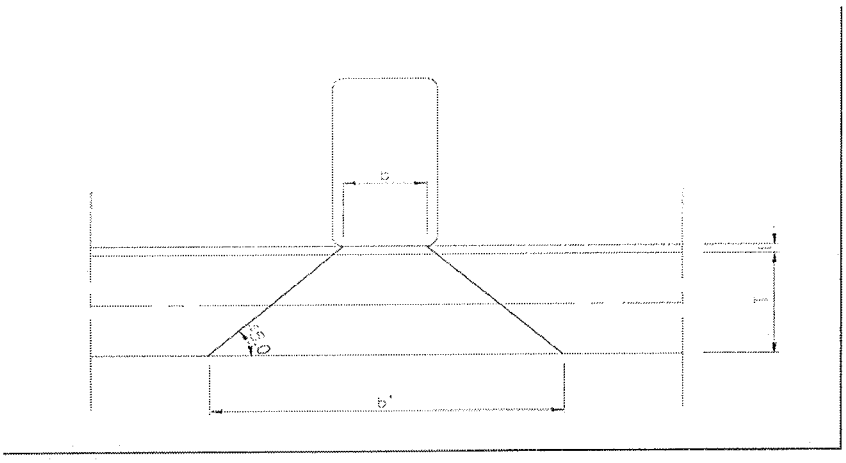
1) 고정하중

- 구체자중 = 2250.413 / 18.859 = 119.33 kN/m²
- 상부연직하중 = 158.25 kN/m² (지하수위 0 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 12.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

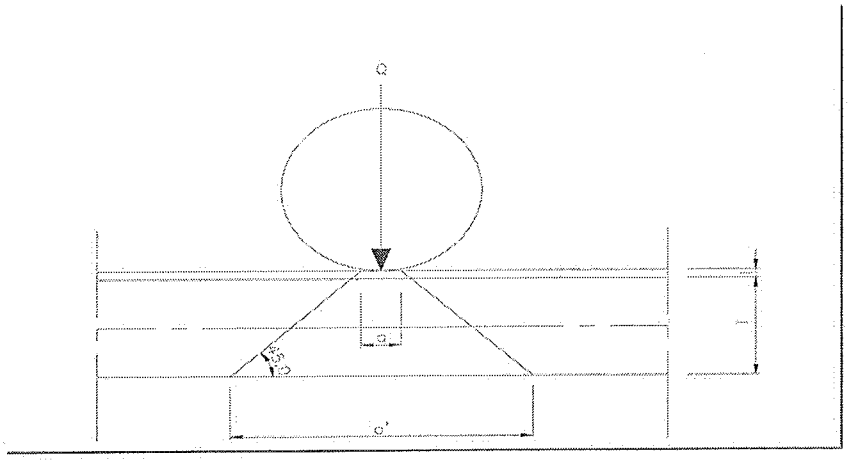


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 1700 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.700 + 0.080) × cot 45°

= 4.060 m



a' = 0.200 + 2 × (1.700 + 0.080) × cot 45°

= 3.760 m

Qz = 96.0 / (4.060 × 3.760 6.289 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 119.33 + 158.25 + 12.00 + 1.84 + 6.29

= 297.704 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력 : Hansen식 사용

Qu = c Nc sc dc ic gc bc + q Nq sq dq iq gq bq + 1/2 r1 B' Nr sr dr ir gr br

ϕ=0 일때, Qu = [5.14c (1 + sc' + dc' - ic' - gc' - bc') + q]

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력 (kN)

c : 지반의 점착력 (kN/m²)

q : 상재하중 (kN/m²), q = r2 x Df

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량 (kN/m³)

다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B : 기초의 폭(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수 (Nc=42.066, Nq=29.345, Nr=28.650)

sc,sq,sr,si : 기초의 형상계수

ic,iq,ir,ii : 기초의 근입깊이계수

gc,gq,gr,gi : 하중의 경사계수

bc,bq,br,bi : 지반계수

註) 기초저면의 경사(β)가 없으므로 bc,bq,br,bc'는 적용하지 않는다.

si와 ii를 함께 사용하지 않으므로 ic,iq,ir,ic'는 적용하지 않는다.

c = 0.000 kN/m² r1 = 10.000 kN/m³ r2 = 10.000 kN/m³

Df = 1.000 m B = 18.859 m q = 10.000 kN/m²

L = 18.859 m

Φ = 15 + $\sqrt{}$ 12N = 33.974 , N = 30

Nq = $e^{\pi \tan\Phi} \tan^2(45+\Phi/2)$

Nc = (Nq-1) cotΦ

Nr = 1.5(Nq-1) tanΦ

sc = 1 + Nq/Nc x B/L = 1.370

sc' = 0.2 B/L = 0.106

sq = 1 + B/L x tanΦ = 1.357

sr = 1 - 0.4 B/L = 0.788

dc = 1 + 0.4k = 1.021, D/B>1 : k=tan-1(D/B) , D/B≤1 : k=D/B (rad)

dc' = 0.4k = 0.021

dq = 1 + 2tanΦ(1-sinΦ)² k = 1.014

dr = 1

gc = 1 - β/147 = 1.000

gc' = β/147 = 0.000

gq = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

gr = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

$Qu = 0.000 \times 42.066 \times 1.370 \times 1.021 \times 1.000 +$
$10.000 \times 29.345 \times 1.357 \times 1.014 \times 1.000 +$
$0.5 \times 10.000 \times 18.859 \times 28.650 \times 0.788 \times 1.000 \times 1.000 = 2532.901\ kN/m^2$

$Qa = Qu / 3 = 2532.901 / 3 = 844.300\ kN/m^2 \quad > \quad 600.000\ kN/m^2$

$Qa' = 812.270\ kN/m^2 > Qmax = 297.704\ kN/m^2$ ..... O.K !!!

(3) 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	18.859	×	1.800	×	25.000		=	848.655	kN/m
- 하부슬래브	:	18.859	×	1.700	×	25.000		=	801.508	kN/m
- 벽체	:	2.000	×	5.940	×	25.000		=	297.000	kN/m
	:	2.000	×	5.940	×	25.000		=	297.000	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000		=	6.250	kN/m
- 포장	:	11.155	×	0.040	×	23.000		=	10.263	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	× 2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	18.859	×	1.000	×	19.000		=	358.321	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	18.859	×	8.238	×	10.000		=	1553.604	kN/m
- 수직수압	:	18.859	×	8.238	×	10.000		=	1553.604	kN/m
							∴ Σ	=	5726.205	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 8.238 \times 19.000 + 8.238^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 180.473$ kN/m

∴ Σ = 3.458 + 180.473 = 183.931 kN/m

(3) 저항력

R = 5726.205 + 183.931 = 5910.136 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 18.859 × 17.678 × 10.000

= 3333.894 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 5910.136 / 3333.894

= 1.773 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -5.5 m (보링주상도 ATB-1 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	18.859	×	1.800	×	25.000			=	848.655	kN/m
- 하부슬래브	:	18.859	×	1.700	×	25.000			=	801.508	kN/m
- 벽체	:	2.000	×	5.940	×	25.000	×	2	=	594.000	kN/m
	:	2.000	×	5.940	×	25.000	×	2	=	594.000	kN/m
- 힌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250	kN/m
- 포장	:	11.155	×	0.040	×	23.000			=	10.263	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	18.859	×	5.500	×	19.000			=	1970.766	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	18.859	×	3.738	×	10.000			=	704.949	kN/m
- 수직수압	:	18.859	×	3.738	×	10.000			=	704.949	kN/m
								∴ Σ	=	6235.339	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 5.500^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 104.596$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 5.500 \times 3.738 \times 19.000 + 3.738^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 167.603$ kN/m

∴ $\Sigma = 104.596 + 167.603 = 272.198$ kN/m

(3) 저항력

$R = 6235.339 + 272.198 = 6507.538$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 18.859 \times 13.178 \times 10.000$

$= 2485.239$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 6507.538 / 2485.239$

$= 2.618 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{801.508}{18.859 \times 10.000 \times 1.100} = 3.864 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.864 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{1098.508}{18.859 \times 10.000 \times 1.100} = 5.295 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 5.295 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{1104.758}{18.859 \times 10.000 \times 1.100} = 5.325 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 5.325 m 이하유지

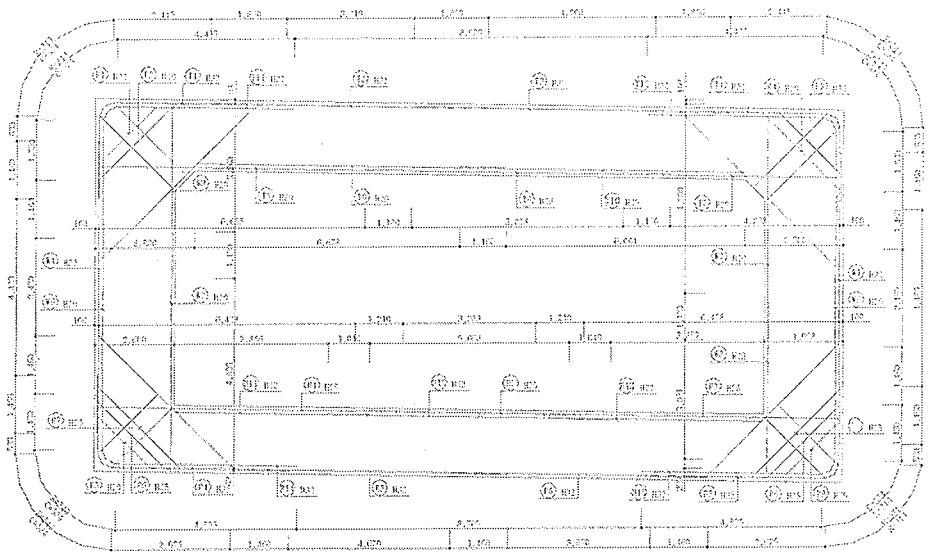
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{2250.413}{18.859 \times 10.000 \times 1.100} = 10.848 \text{ m}$$

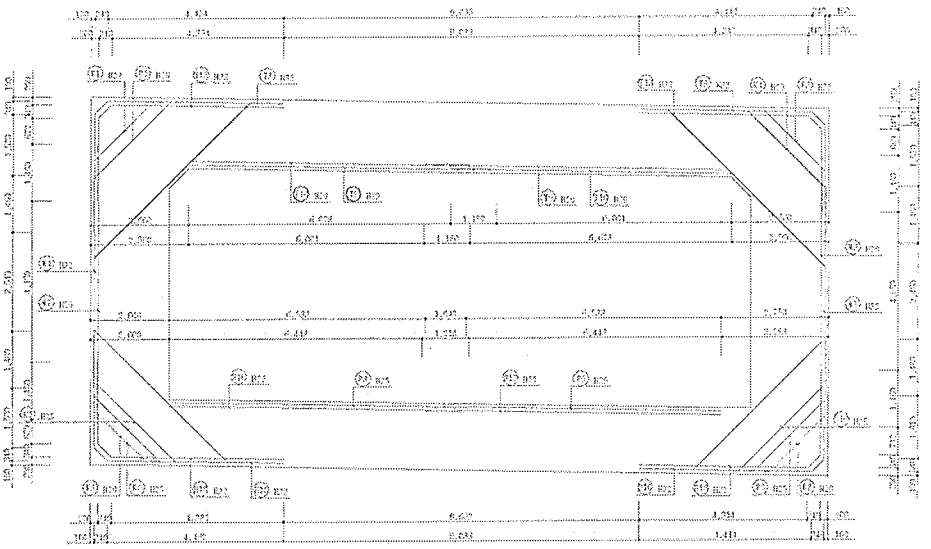
∴ 구조물 저면으로 부터 10.848 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)

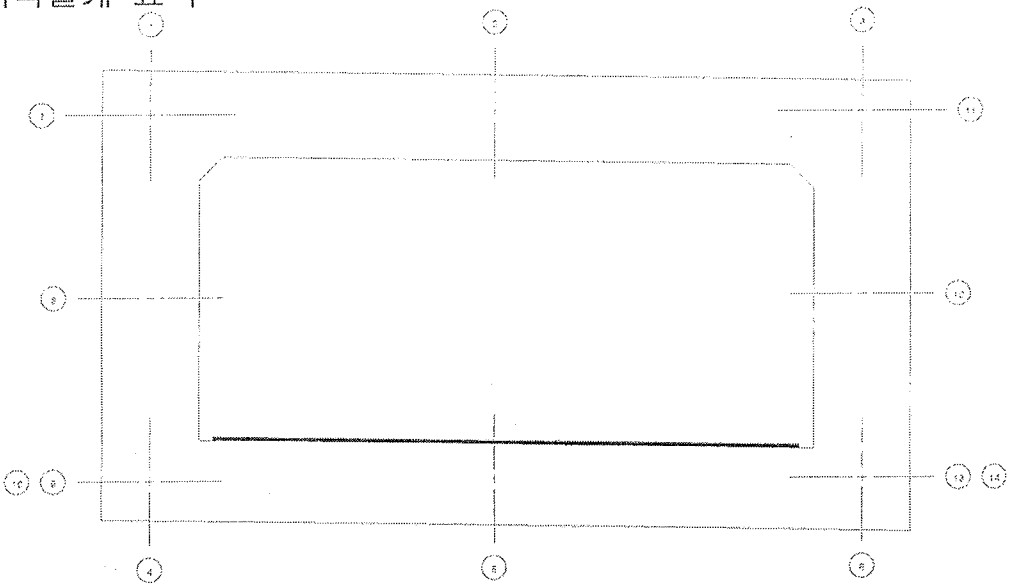


B12(뒤)

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1817	4373.60	6035.60	7339.22	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.38
		중앙부	2	1000	1676	4404.44	4987.73	8068.20	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9192.80	1.13
		우측	3	1000	1817	4316.30	6035.60	7239.49	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.40
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	1555	4851.95	5685.99	9702.99	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.80	1.17
		중앙부	5	1000	1620	3041.15	3379.95	5695.85	H32 - 8.0EA	6353.60	1.11
		우측	6	1000	1555	4786.54	5685.99	9564.34	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.80	1.19
좌측벽체	1층	상부	7	1000	2017	5592.84	11066.04	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	12848.00	1.98
		추가1	8	1000	1874	4085.44	9797.69	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	10342.80	2.40
		중앙부	9	1000	1920	2954.37	7340.78	-	H29 - 4.0EA	14062.40	2.48
		하부	10	1000	1855	5578.27	11341.53	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	14062.40	2.03
우측벽체	1층	상부	11	1000	2017	5542.09	11116.06	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	12848.00	2.01
		추가1	12	1000	1869	4088.22	10746.09	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	10885.60	2.63
		중앙부	13	1000	1920	2954.38	7340.81	-	H29 - 4.0EA	14062.40	2.48
		하부	14	1000	1855	5519.07	11396.29	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	14062.40	2.06

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		우측	3	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		중앙부	5	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측	6	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		추가	8	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		중앙부	9	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		하부	10	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
우측 벽체	1 층	상부	11	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		추가	12	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		중앙부	13	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		하부	14	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부 슬래	1 경간	좌측	1	1071.7	1608.2	1907.93	2.00	162.58	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	1088.5	436.9	1513.21	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	1071.7	1608.2	1907.93	2.00	162.58	H13	150	253.40	O.K
하부 슬래	1 경간	좌측	4	1010.2	1475.5	1798.40	2.00	149.59	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	1052.2	429.0	1462.73	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	1010.2	1471.3	1798.40	2.00	148.25	H13	150	253.40	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1307.7	1340.0	2245.31	2.00	8.71	H13	150	253.40	O.K
		추가1	8	1333.6	1052.7	2283.34	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	9	1375.8	1073.8	1862.29	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	10	1329.4	1401.3	2269.65	2.00	19.39	H13	150	253.40	O.K
우측 벽체	1 층	상부	11	1307.7	1365.8	1776.52	2.00	31.37	H13	300	253.40	O.K
		추가1	12	1339.3	1522.5	2286.55	2.00	49.02	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	13	1375.8	1074.2	1862.29	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	14	1329.4	1401.3	2269.65	2.00	19.39	H13	150	253.40	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	1817	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	230.923	O.K	1.85
		중앙부	2	1676	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	175.795	O.K	1.41
		우측	3	1817	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	236.228	O.K	1.89
하부슬래브	1경간	좌측	4	1555	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	159.183	O.K	1.27
		중앙부	5	1620	H32 - 8.0EA	125	174.007	O.K	1.39
		우측	6	1555	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	163.581	O.K	1.31
좌측벽체	1층	상부	7	2017	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	168.467	O.K	1.35
		추가	8	1874	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	142.982	O.K	1.14
		중앙부	9	1920	H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	10	1855	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	167.053	O.K	1.34
우측벽체	1층	상부	11	2017	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	171.571	O.K	1.37
		추가	12	1869	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	165.539	O.K	1.32
		중앙부	13	1920	H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	14	1855	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	169.108	O.K	1.35

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 B12 (내공 : 12.755M × 5.94M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트(ω_c) = 25.00 kN/m³
- Mortar (γ_{mot}) = 21.50 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 12.000 kN/m² (∵ 토피 : 8.750 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ= 0.500

9) 설계방법

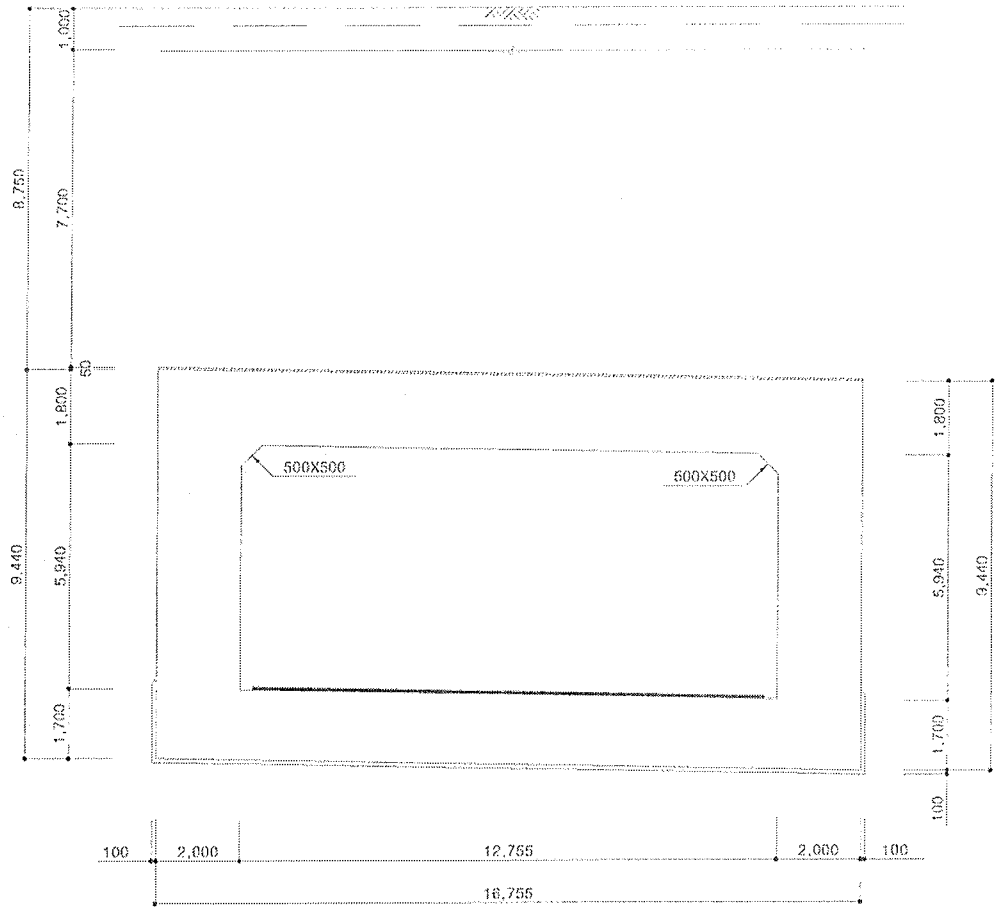
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 콘크리트 구조설계기준,해설 : 한국콘크리트학회(2007)
- 도로교 설계기준 : 건설교통부(2005)

3. 단 면 가 정


1,000
7,700
8,750
50
1,800
5,940
9,440
1,700
500X500
500X500
1,800
5,940
9,440
1,700
100
100
2,000
12,755
2,000
100
16,755

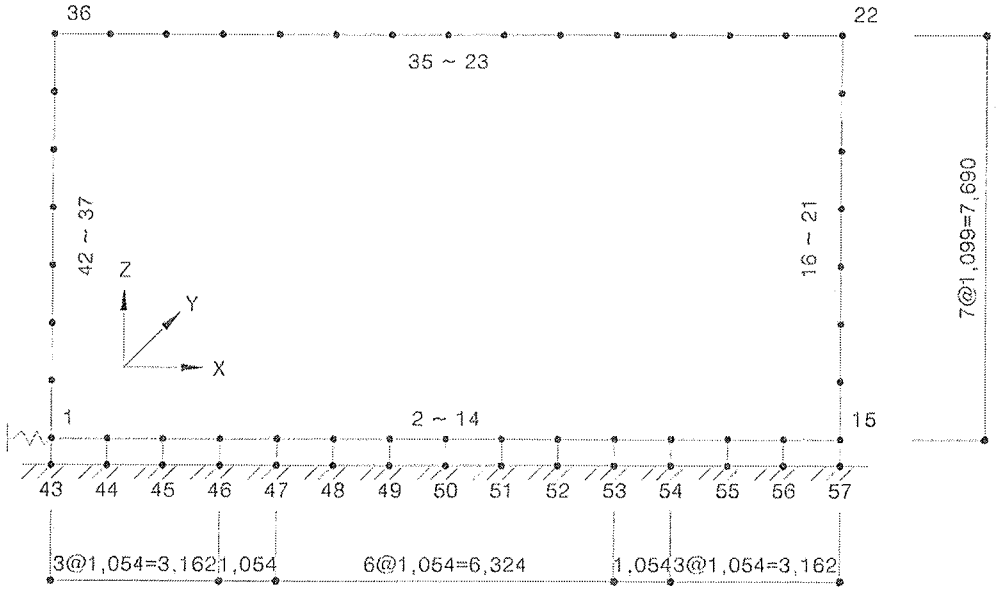
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

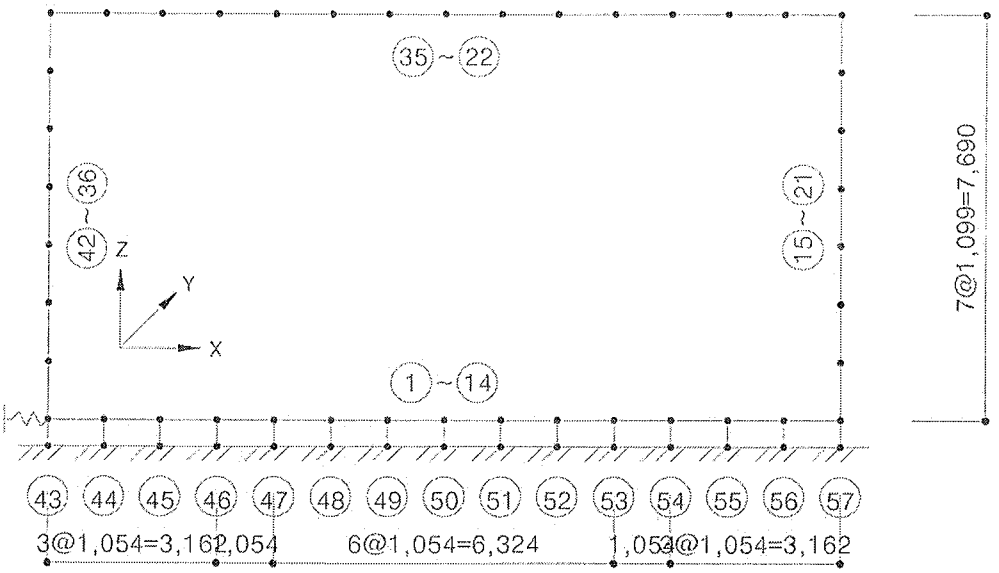
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

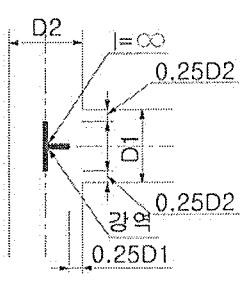
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.700 × 1.000	= 1.700	0.40942	1~14
2	2.000 × 1.000	= 2.000	0.66667	15~21,36~42
3	1.800 × 1.000	= 1.800	0.48600	22~35

3) 단면좌표

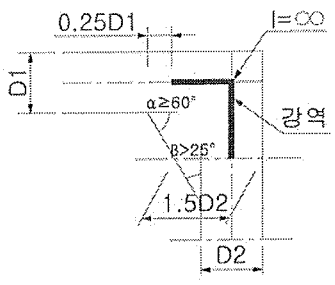
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	30	6.324	8.190
2	1.054	0.500	31	5.270	8.190
3	2.108	0.500	32	4.216	8.190
4	3.162	0.500	33	3.162	8.190
5	4.216	0.500	34	2.108	8.190
6	5.270	0.500	35	1.054	8.190
7	6.324	0.500	36	0.000	8.190
8	7.378	0.500	37	0.000	7.091
9	8.431	0.500	38	0.000	5.993
10	9.485	0.500	39	0.000	4.894
11	10.539	0.500	40	0.000	3.796
12	11.593	0.500	41	0.000	2.697
13	12.647	0.500	42	0.000	1.599
14	13.701	0.500	43	0.000	0.000
15	14.755	0.500	44	1.054	0.000
16	14.755	1.599	45	2.108	0.000
17	14.755	2.697	46	3.162	0.000
18	14.755	3.796	47	4.216	0.000
19	14.755	4.894	48	5.270	0.000
20	14.755	5.993	49	6.324	0.000
21	14.755	7.091	50	7.378	0.000
22	14.755	8.190	51	8.431	0.000
23	13.701	8.190	52	9.485	0.000
24	12.647	8.190	53	10.539	0.000
25	11.593	8.190	54	11.593	0.000
26	10.539	8.190	55	12.647	0.000
27	9.485	8.190	56	13.701	0.000
28	8.431	8.190	57	14.755	0.000
29	7.378	8.190			

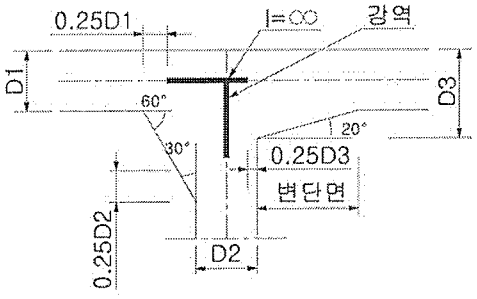
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 36 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 2000 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 36 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (2000 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 22 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 2000 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(4) 22 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (2000 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2000 / 2 - 0.25 × 1700 = 575 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 2000 = 350 mm

(7) 15 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2000 / 2 - 0.25 × 1700 = 575 mm

(8) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부

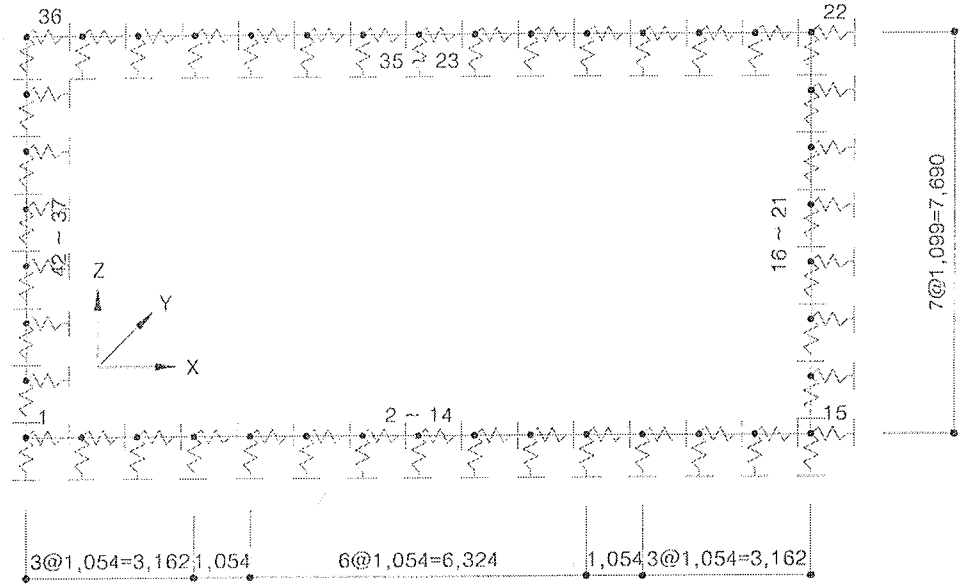
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 2000 = 350 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

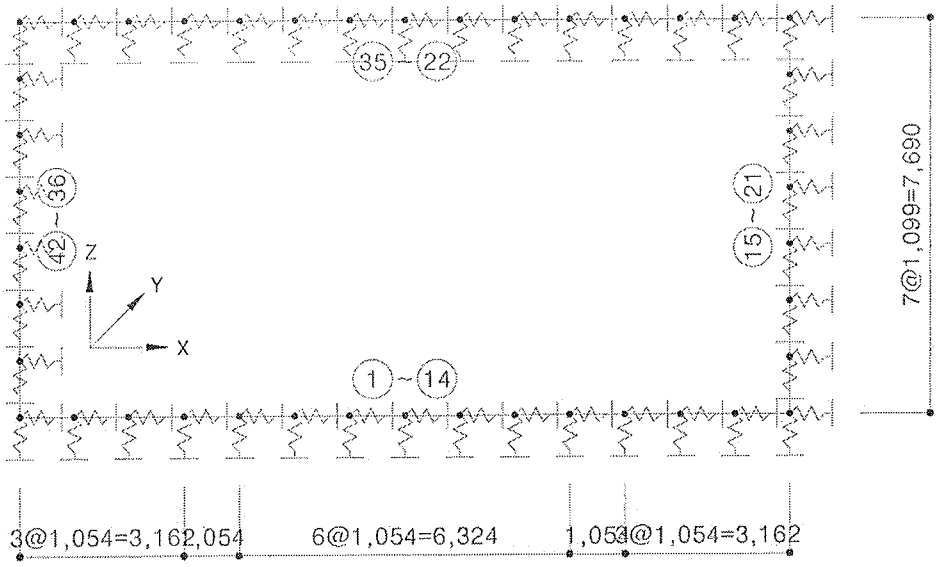
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삼도



② 부재삼도



2) 단면제원

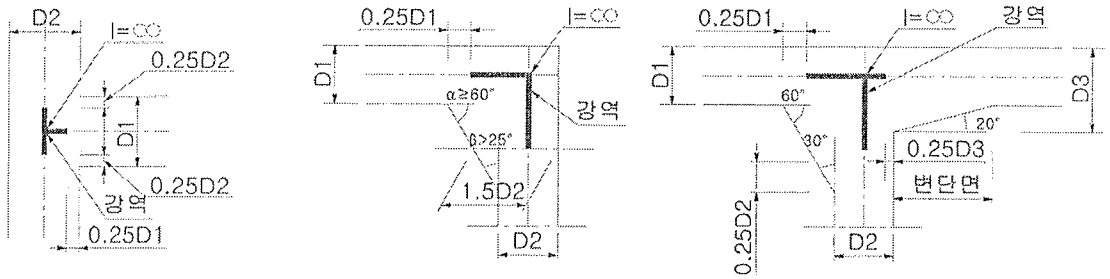
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.700 × 1.000	= 1.700	0.40942	1~14
2	2.000 × 1.000	= 2.000	0.66667	15~21,36~42
3	1.800 × 1.000	= 1.800	0.48600	22~35

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	22	14.755	7.690
2	1.054	0.000	23	13.701	7.690
3	2.108	0.000	24	12.647	7.690
4	3.162	0.000	25	11.593	7.690
5	4.216	0.000	26	10.539	7.690
6	5.270	0.000	27	9.485	7.690
7	6.324	0.000	28	8.431	7.690
8	7.378	0.000	29	7.378	7.690
9	8.431	0.000	30	6.324	7.690
10	9.485	0.000	31	5.270	7.690
11	10.539	0.000	32	4.216	7.690
12	11.593	0.000	33	3.162	7.690
13	12.647	0.000	34	2.108	7.690
14	13.701	0.000	35	1.054	7.690
15	14.755	0.000	36	0.000	7.690
16	14.755	1.099	37	0.000	6.591
17	14.755	2.197	38	0.000	5.493
18	14.755	3.296	39	0.000	4.394
19	14.755	4.394	40	0.000	3.296
20	14.755	5.493	41	0.000	2.197
21	14.755	6.591	42	0.000	1.099

8) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 36 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 2000 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(2) 36 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (2000 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(3) 22 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 2000 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(4) 22 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1800 / 2 + 500 - (2000 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2000 / 2 - 0.25 × 1700 = 575 ㎜

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 2000 = 350 ㎜

(7) 15 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 2000 / 2 - 0.25 × 1700 = 575 ㎜

(8) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1700 / 2 - 0.25 × 2000 = 350 ㎜

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1.2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 300000.00 kN/m²

Bv = √(B × L = √(16.755 × 9.990) = 12.94 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 3000(= 1000000.0 kN/m³

Kv = 1000000.000 × (12.938 / 0.3) $^{-3/4}$ = 59422.34 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (2.000/2 + 1.054/2) = 90736 kN/m	1,15
Kv2	Kv x (1.054/2 + 1.054/2) = 62627 kN/m	2~14
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	8

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 성토재 (EL. : 9.884 ~ 0.000, N=30)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $30^{1/3}$ = 248.6 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 248.6 = 248.6 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 19 / 9.810 × 248.6^2 = 119698.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 119698.0 = 316002.7 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $30^{1/3}$ = 248.6 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 248.6 = 198.9 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 19.0 / 9.810 × 198.9^2 = 76622.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 76622.0 = 202282.1 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,성토재

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(16.755 × 9.990) = 12.938 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 316002.7 = 2106684.7 kN/m³

Kv = 2106684.670 × (12.938 / 0.3)$^{-3/4}$ = 125184.12 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 125184.120 = 41728.04 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 성토재

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(16.755 × 9.990) = 12.938 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 316002.7 = 2106684.7 kN/m³

Kv = 2106684.670 × (12.938 / 0.3)$^{-3/4}$ = 125184.12 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 125184.120 = 41728.04 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(9.440 × 9.440) = 9.440 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 316002.7 = 2106684.7 kN/m³

Kh = 2106684.670 × (9.440 / 0.3)$^{-3/4}$ = 158566.51 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 158566.510 = 52855.50 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.054/2 + 1.054/2) = 131935 kN/m	23~35
Ksb1	Ksb x (1.054/2 + 1.054/2) = 43978 kN/m	

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.099/2 + 1.099/2) = 174196 kN/m	16~21,37~42
Kss1	Kss x (1.099/2 + 1.099/2) = 58065 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.054/2 + 1.054/2) = 131935 kN/m	2~14
Ksb1	Ksb x (1.054/2 + 1.054/2) = 43978 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (2.000/2 + 1.054/2) = 191152 kN/m	1,15
Ksb1	Kh x (1.099/2 + 1.700/2) = 221880 kN/m	
Kv2	Kv x (1.054/2 + 2.000/2) = 191152 kN/m	22,36
Ksb2	Kh x (1.099/2 + 1.800/2) = 229808 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,성토재

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(16.755 × 9.990) = 12.938 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 202282.1 = 1348547.3 kN/m³

Kv = 1348547.330 × (12.938 / 0.3)$^{-3/4}$ = 80133.83 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 80133.830 = 26711.28 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제1토층 , 성토재

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(16.755 × 9.990) = 12.938 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 202282.1 = 1348547.3 kN/m³

Kv = 1348547.330 × (12.938 / 0.3)$^{-3/4}$ = 80133.83 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 80133.830 = 26711.28 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(9.440 × 9.440) = 9.440 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 202282.1 = 1348547.3 kN/m³

Kh = 1348547.330 × (9.440 / 0.3)^-3/4 = 101502.83 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 101502.830 = 33834.28 kN/m²

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.054/2 + 1.054/2) = 84455 kN/m	23~35
Ksb1	Ksb x (1.054/2 + 1.054/2) = 28152 kN/m	

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.099/2 + 1.099/2) = 111508 kN/m	16~21,37~42
Kss1	Kss x (1.099/2 + 1.099/2) = 37169 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.054/2 + 1.054/2) = 84455 kN/m	2~14
Ksb1	Ksb x (1.054/2 + 1.054/2) = 28152 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (2.000/2 + 1.054/2) = 122362 kN/m	1,15
Ksb1	Kh x (1.099/2 + 1.700/2) = 142031 kN/m	
Kv2	Kv x (1.054/2 + 2.000/2) = 122362 kN/m	22,36
Ksb2	Kh x (1.099/2 + 1.800/2) = 147107 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

	성능 / 기준 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
설계지진	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수, I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역		행정구역	구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반 분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.400 × 23.00	= 9.200	kN/m²
- 토 사	: 8.300 × 19.00	= 157.700	kN/m²
- 방 수	: 0.050 × 21.50	= 1.075	kN/m²
	∴ Total Wd1	= 167.975	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.400 × 23.00	= 9.200	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.600 × 19.00	= 11.400	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 7.700 × 10.00	= 77.000	kN/m²
- 방수	: 0.050 × 21.50	= 1.075	kN/m²
	∴ Total Wd2	= 98.675	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bc 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 8.750m

- Wl1 = 12.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 12.000 × 0.5C = 6.000 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.400 × 23.000 + 9.250 × 19.000) × 0.500 = 92.475 kN/m²
Wh2 = 92.475 + 1.099 × 19.000 × 0.500 = 102.912 kN/m²
Wh3 = 102.912 + 1.099 × 19.000 × 0.500 = 113.347 kN/m²
Wh4 = 113.347 + 1.099 × 19.000 × 0.500 = 123.784 kN/m²
Wh5 = 123.784 + 1.099 × 19.000 × 0.500 = 134.221 kN/m²
Wh6 = 134.221 + 1.099 × 19.000 × 0.500 = 144.658 kN/m²
Wh7 = 144.658 + 1.099 × 19.000 × 0.500 = 155.093 kN/m²
Wh8 = 155.093 + 1.099 × 19.000 × 0.500 = 165.530 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.400 × 23.000 + 0.600 × 19.000 + 8.650 × = 53.550 kN/m²
Wh2 = 53.550 + 1.099 × 10.000 × 0.500 = 59.043 kN/m²
Wh3 = 59.043 + 1.099 × 10.000 × 0.500 = 64.536 kN/m²
Wh4 = 64.536 + 1.099 × 10.000 × 0.500 = 70.029 kN/m²
Wh5 = 70.029 + 1.099 × 10.000 × 0.500 = 75.521 kN/m²
Wh6 = 75.521 + 1.099 × 10.000 × 0.500 = 81.014 kN/m²
Wh7 = 81.014 + 1.099 × 10.000 × 0.500 = 86.507 kN/m²
Wh8 = 86.507 + 1.099 × 10.000 × 0.500 = 92.000 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 7.700 × 10.000 = 77.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 8.650 × 10.000 = 86.500 kN/m²
Ww3 = 86.500 + 1.099 × 10.000 = 97.486 kN/m²
Ww4 = 97.486 + 1.099 × 10.000 = 108.471 kN/m²
Ww5 = 108.471 + 1.099 × 10.000 = 119.457 kN/m²
Ww6 = 119.457 + 1.099 × 10.000 = 130.443 kN/m²
Ww7 = 130.443 + 1.099 × 10.000 = 141.429 kN/m²
Ww8 = 141.429 + 1.099 × 10.000 = 152.414 kN/m²
Ww9 = 152.414 + 1.099 × 10.000 = 163.400 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww10 = (8.750 + 9.440 - 1.000) × 10.000 = 171.900 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ (kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	30.000	248.600	198.900	19.000	0.483	0.603
계					0.483	0.603

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.483 = 0.604	1.25 Tg' = 1.25 × 0.603 = 0.754

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

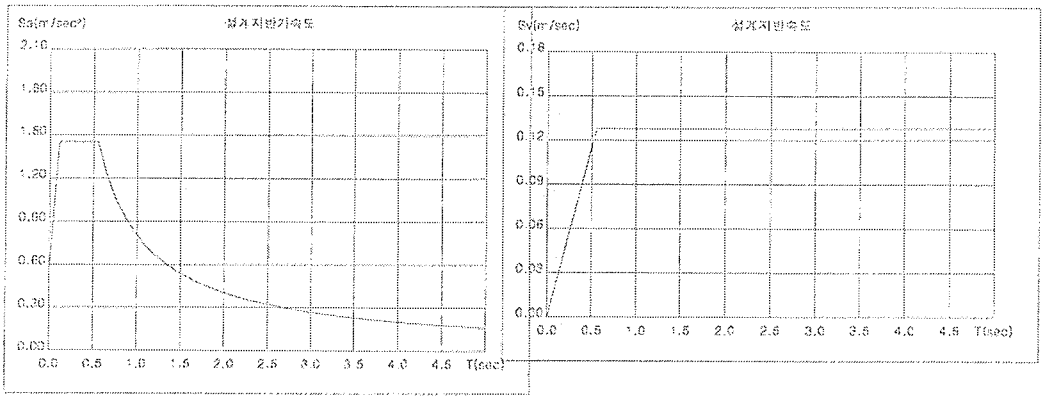
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.333 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.187 m/s²

5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

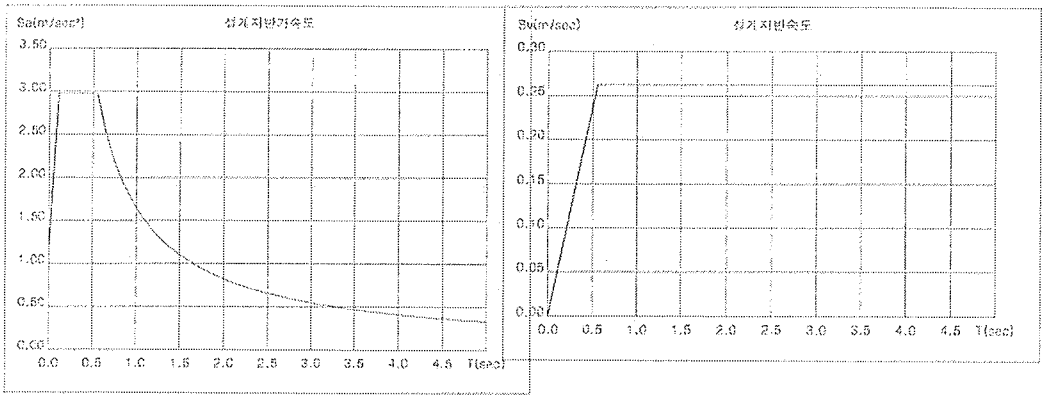
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.604 / 2π × 1.333 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.754 / 2π × 2.187 = 0.262 m/s

6) 설계응답 응답스펙트럼

(1) 기능수행수준



(2) 붕괴방지수준



7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 9.650 m
- 하부슬래브 EL. = 17.340 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.604 \times \cos(\pi \times 9.650 / (2 \times 30.000)) = 0.013709$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.604 \times \cos(\pi \times 17.340 / (2 \times 30.000)) = 0.009641$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.754 \times \cos(\pi \times 9.650 / (2 \times 30.000)) = 0.035029$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.754 \times \cos(\pi \times 17.340 / (2 \times 30.000)) = 0.024635$

$Po = Ksb.top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 41728.040 \times (0.013709 - 0.009641)$ $= 169.750\ kN/m^2$	$Po = 26711.280 \times (0.035029 - 0.024635)$ $= 277.637\ kN/m^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m^3)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m^2)
9.650	158566.510	0.013709	0.004068	645.049
10.749	158566.510	0.013250	0.003609	572.267
11.848	158566.510	0.012748	0.003107	492.666
12.946	158566.510	0.012203	0.002562	406.247
14.045	158566.510	0.011618	0.001977	313.486
15.143	158566.510	0.010995	0.001354	214.699
16.242	158566.510	0.010335	0.000694	110.045
17.340	158566.510	0.009641	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m^3)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m^2)
9.650	101502.830	0.035029	0.010394	1055.020
10.749	101502.830	0.033857	0.009222	936.059
11.848	101502.830	0.032572	0.007937	805.628
12.946	101502.830	0.031181	0.006546	664.438
14.045	101502.830	0.029686	0.005051	512.691
15.143	101502.830	0.028094	0.003459	351.098
16.242	101502.830	0.026407	0.001772	179.863
17.340	101502.830	0.024635	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

$Vu = Gd \times Uh1$, $Vb = Gd \times Uh2$, $Vs = (Vu + Vb) / 2$

$Uh1 = 1 / (\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zu / (2 \times H))$

$Uh2 = 1 / (\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zb / (2 \times H))$

구분	기능수행수준(kN/m^2)	붕괴방지수준(kN/m^2)
Vu	$119698.000 \times 0.000365 = 43.690$	$76622.000 \times 0.000932 = 71.410$
Vb	$119698.000 \times 0.000623 = 74.570$	$76622.000 \times 0.001593 = 122.060$
Vs	$(43.690 + 74.570) / 2 = 59.130$	$(71.410 + 122.060) / 2 = 96.740$

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.800×25.000×0.074×(1 - 0.015×8.800) = 2.890	fu = 1.800×25.000×0.182×(1 - 0.015×8.800) = 7.109

② 하부슬래브

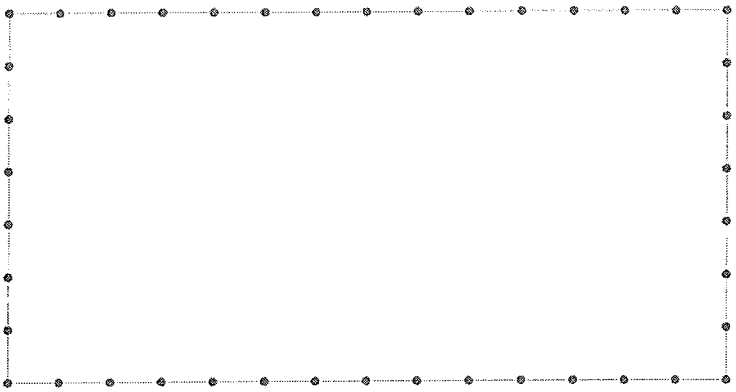
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.700×25.000×0.074×(1 - 0.015×16.490) = 2.367	fb = 1.700×25.000×0.182×(1 - 0.015×16.490) = 5.822

③ 측벽

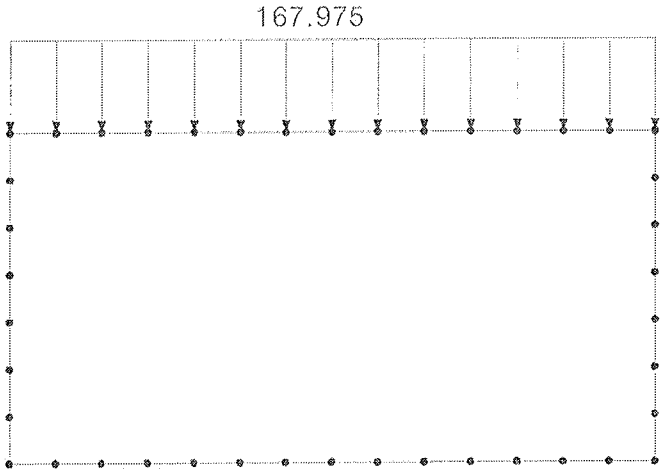
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×8.800) = 3.212	f1 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×8.800) = 7.899
f2 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×9.899) = 3.151	f2 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×9.899) = 7.749
f3 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×10.998) = 3.090	f3 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×10.998) = 7.599
f4 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×12.096) = 3.029	f4 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×12.096) = 7.449
f5 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×13.195) = 2.968	f5 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×13.195) = 7.299
f6 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×14.293) = 2.907	f6 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×14.293) = 7.149
f7 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×15.392) = 2.846	f7 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×15.392) = 6.999
f8 = 2.000×25.000×0.074×(1-0.015×16.490) = 2.785	f8 = 2.000×25.000×0.182×(1-0.015×16.490) = 6.849

10. 하 중 재 하 (상시)

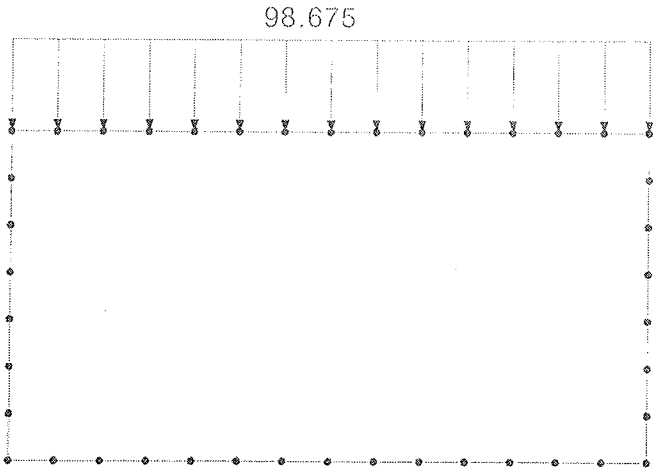
1) CASE1 - 구체자중(SW)



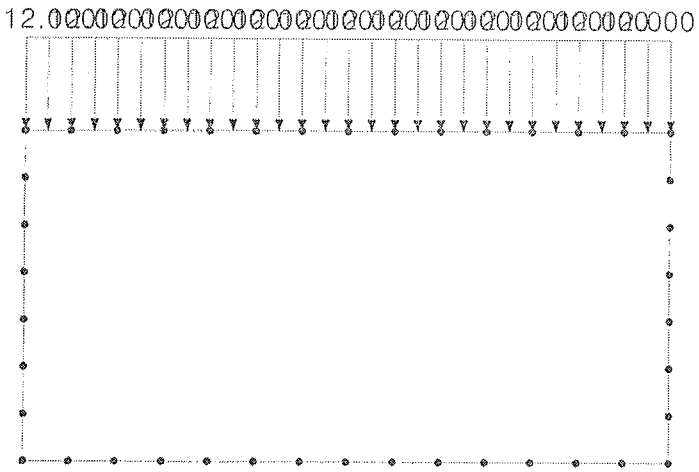
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



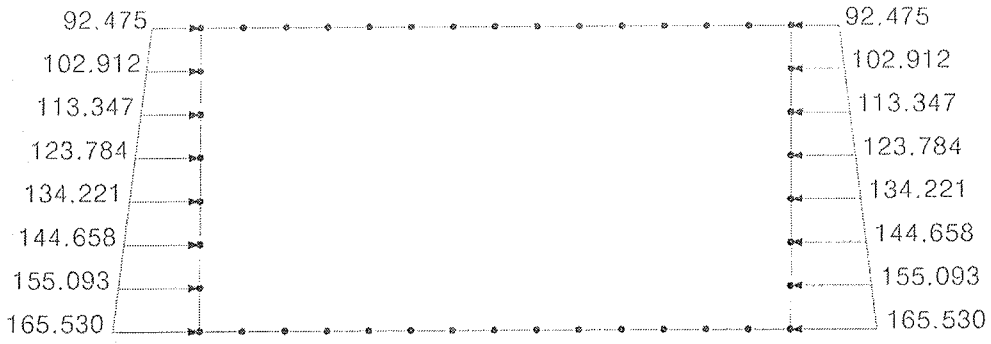
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



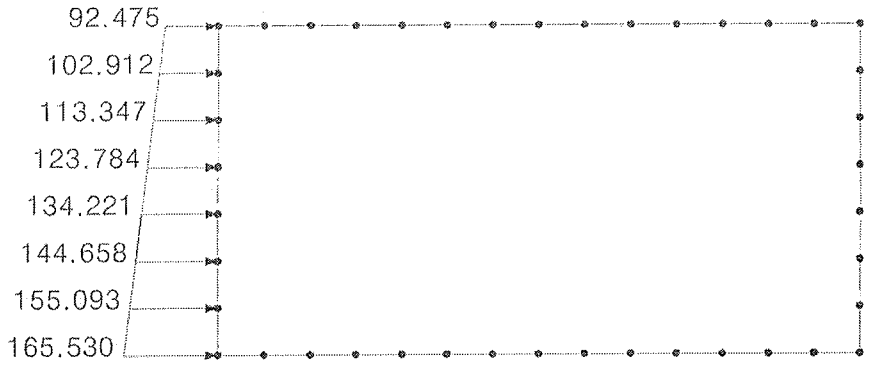
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)


12.0@2.00@2.00@2.00

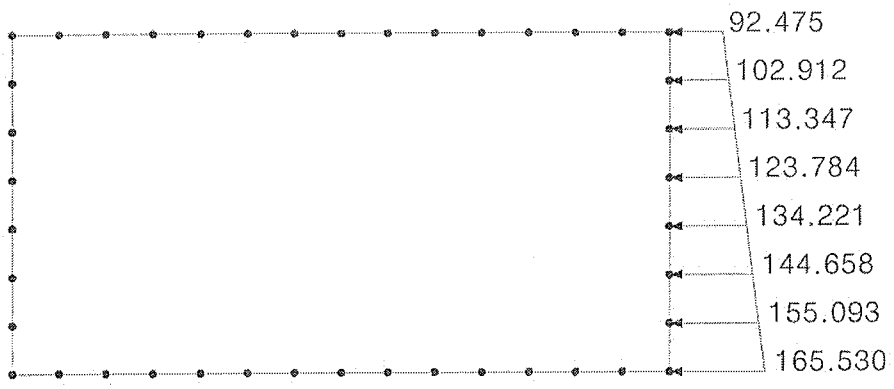
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



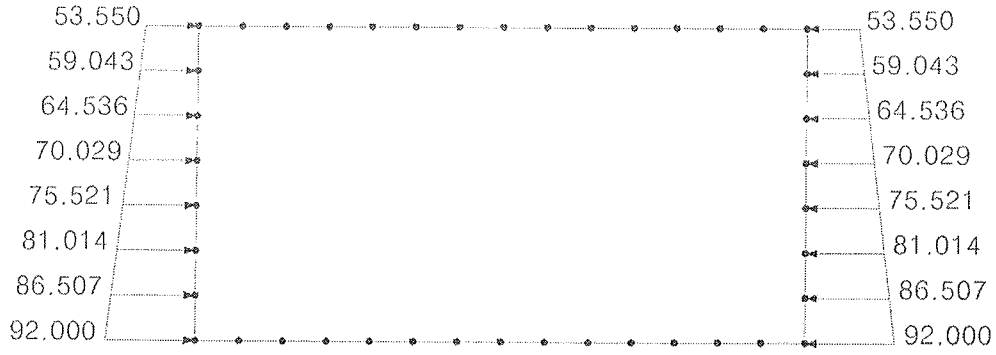
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



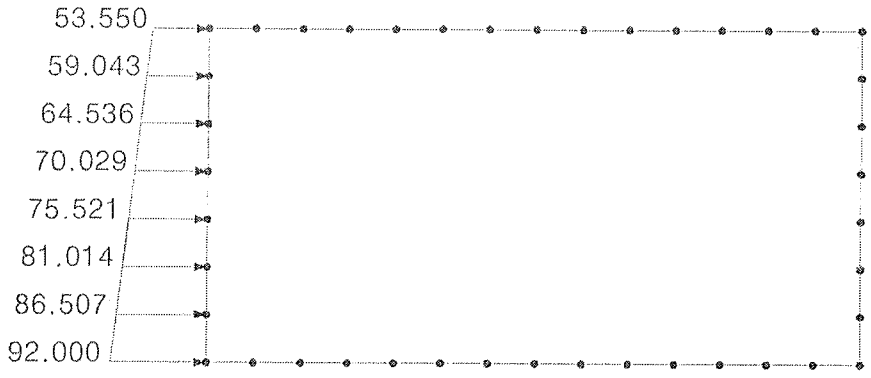
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



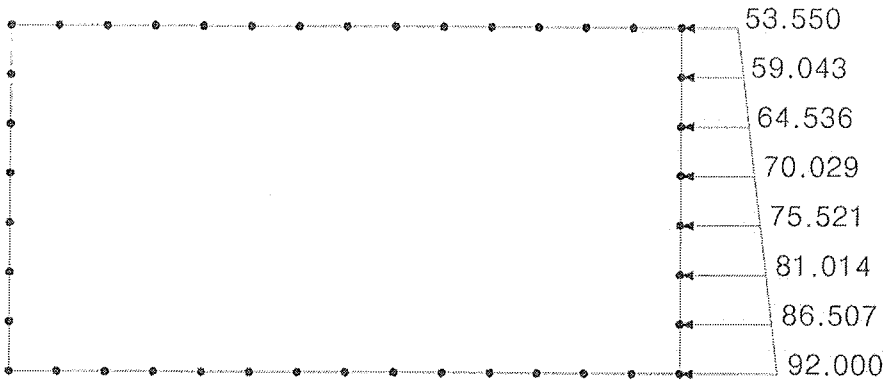
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



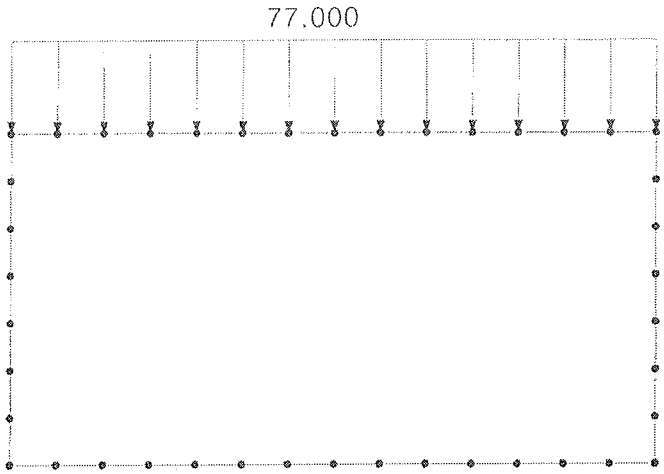
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



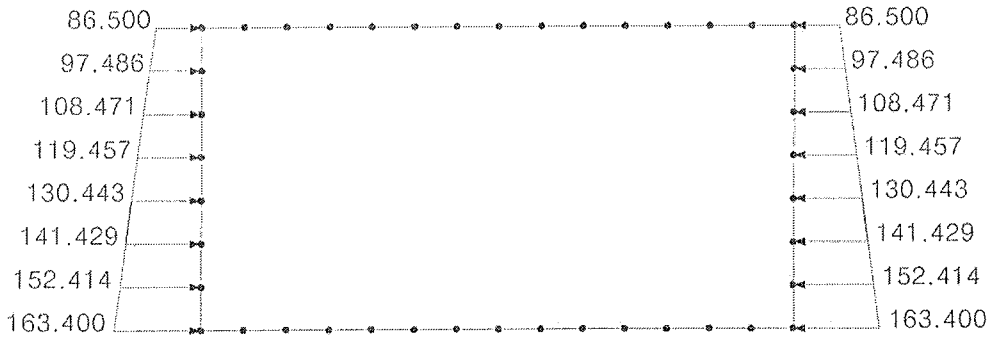
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



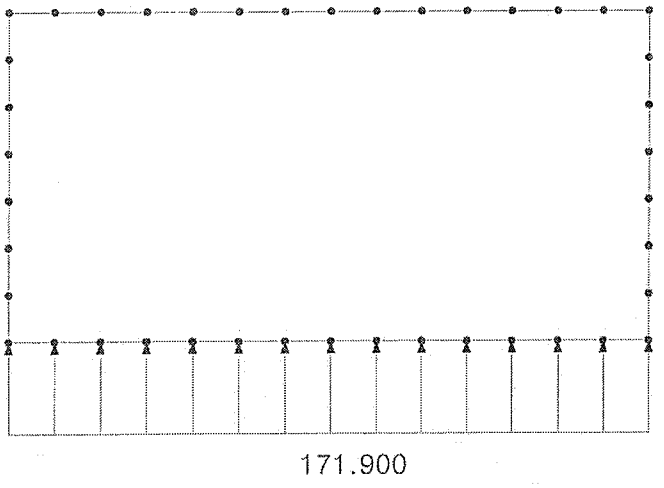
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



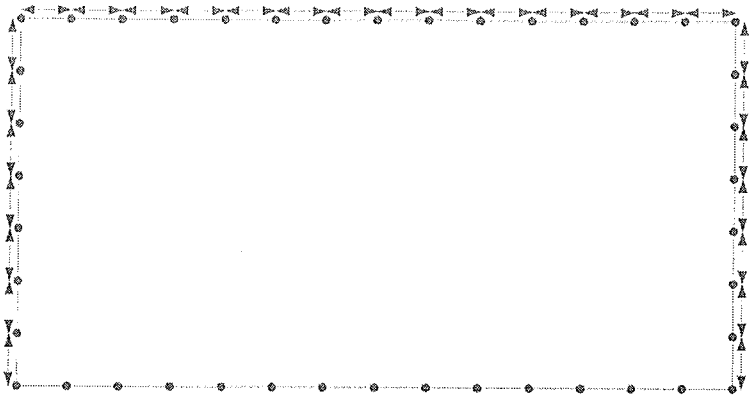
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



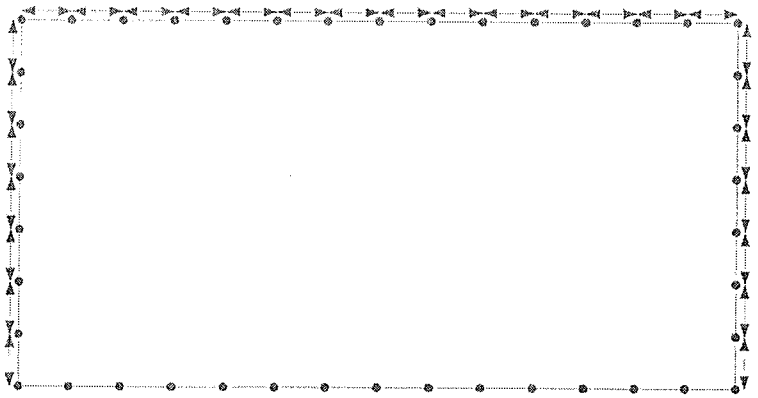
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



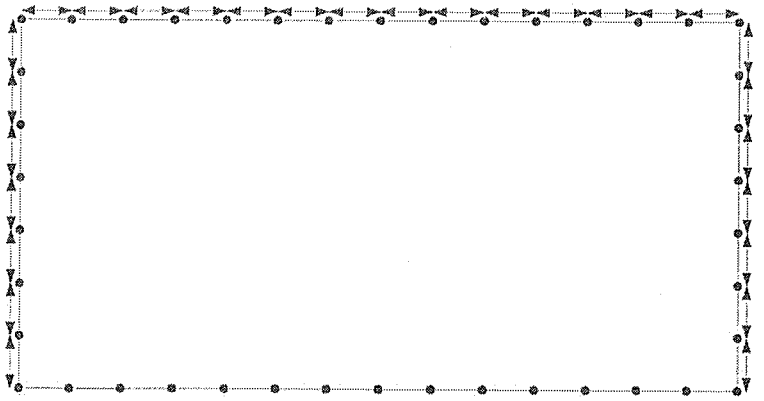
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

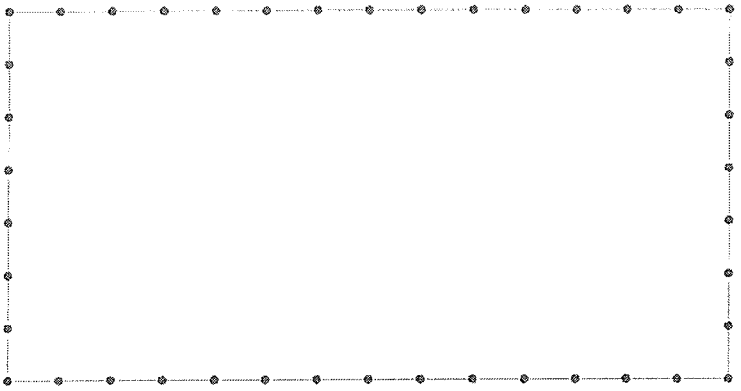


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

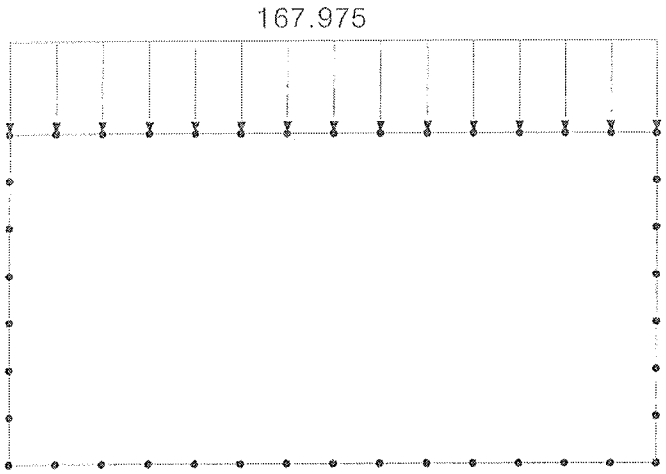


11. 하중 재하 (기능수행)

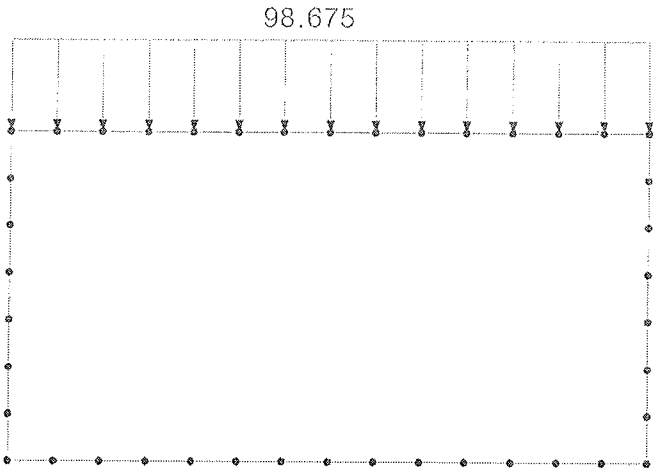
1) CASE1 - 구체자중(SW)



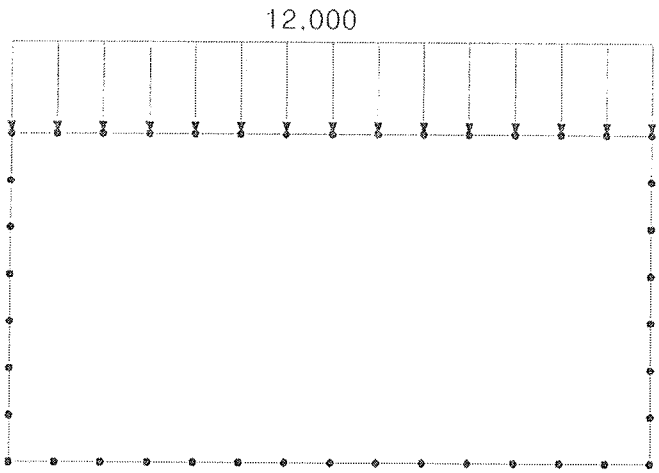
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



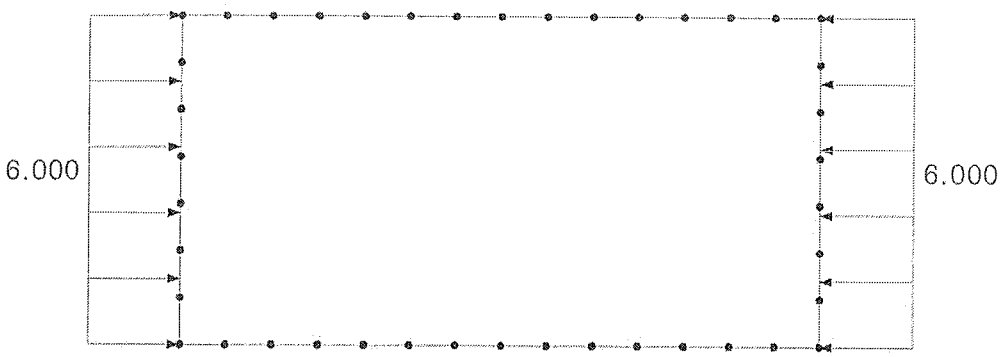
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



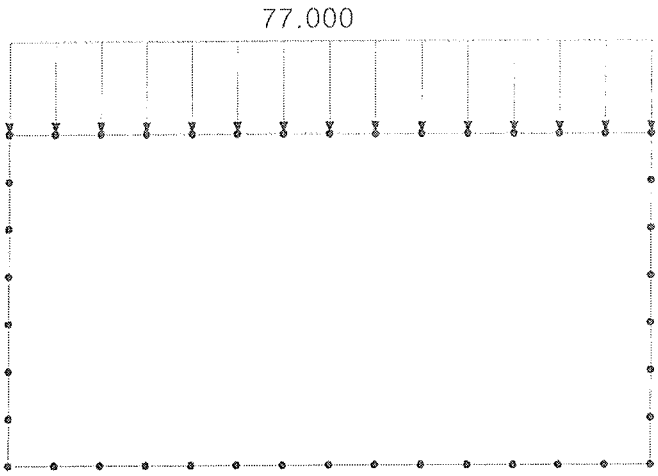
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



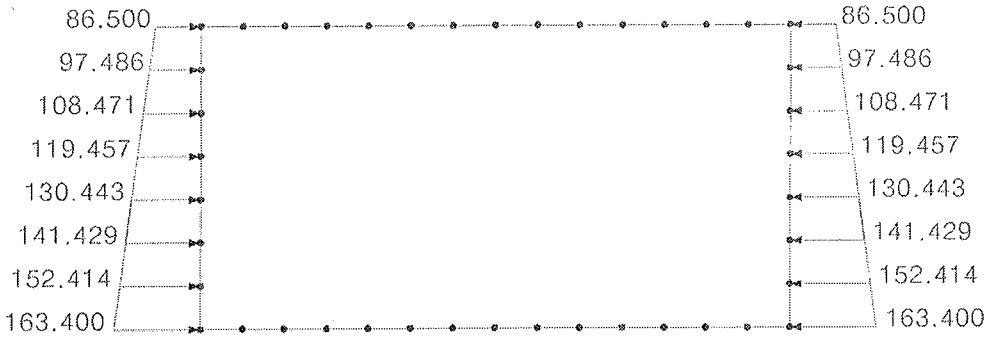
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



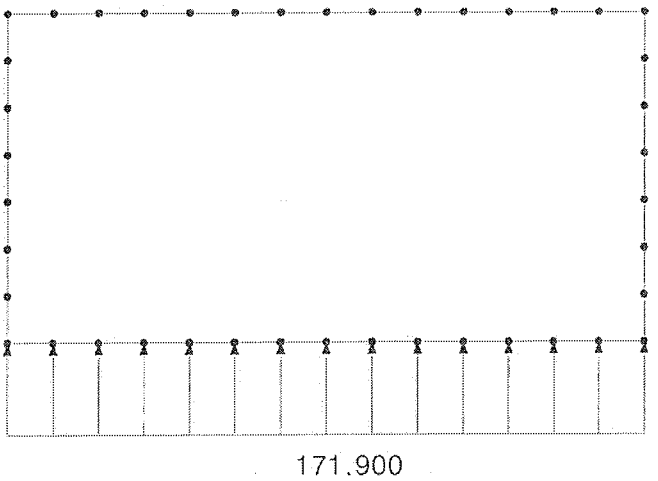
6) CASE6 - 연직수압(WATERV)



7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

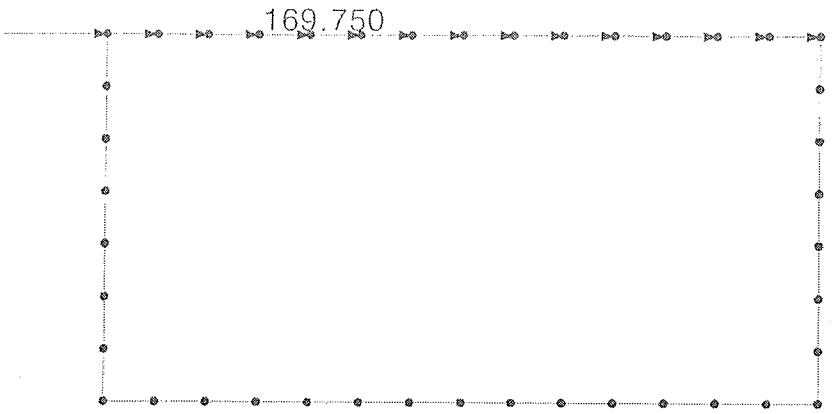


8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)

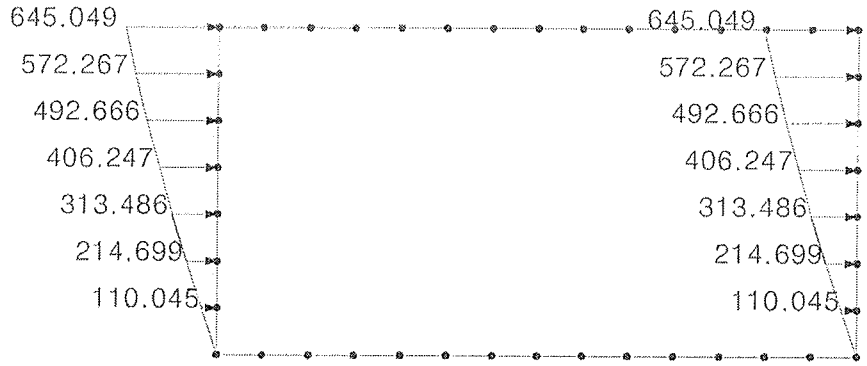


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

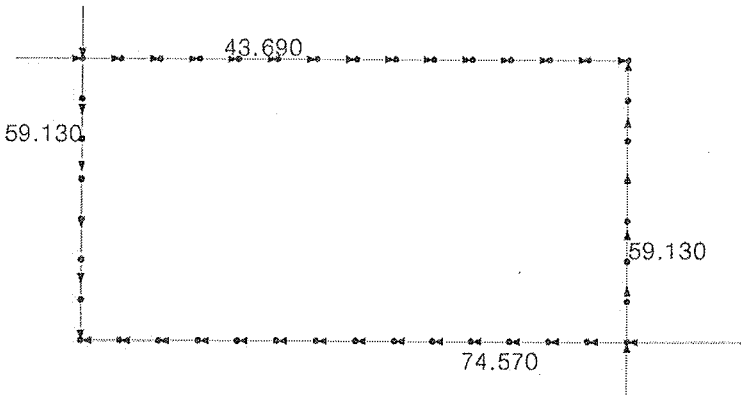
9) CASE9 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



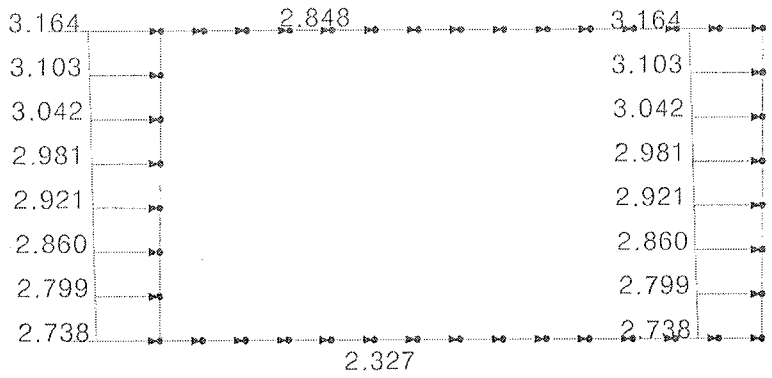
10) CASE10 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



11) CASE11 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

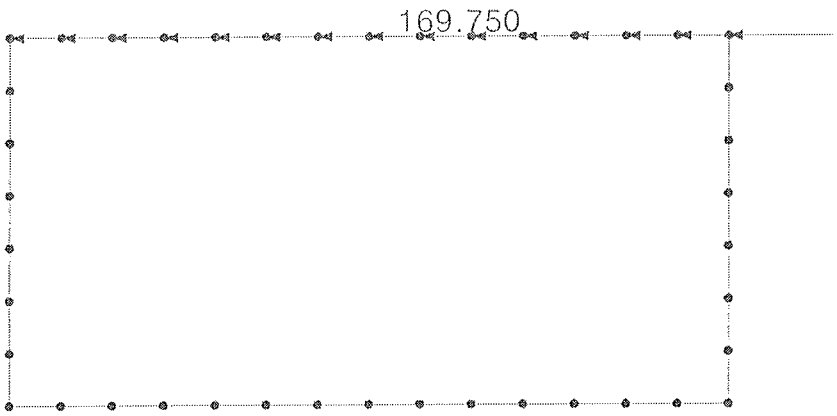


12) CASE12 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

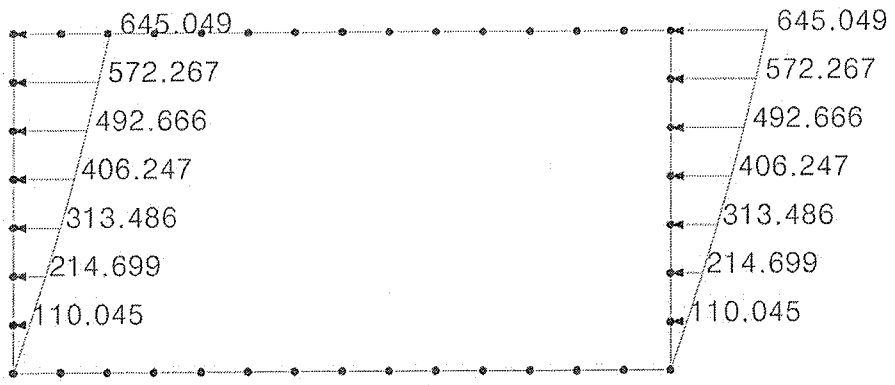


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

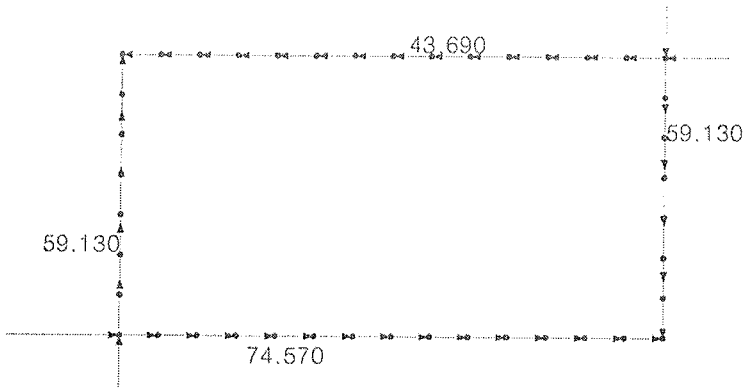
13) CASE13 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



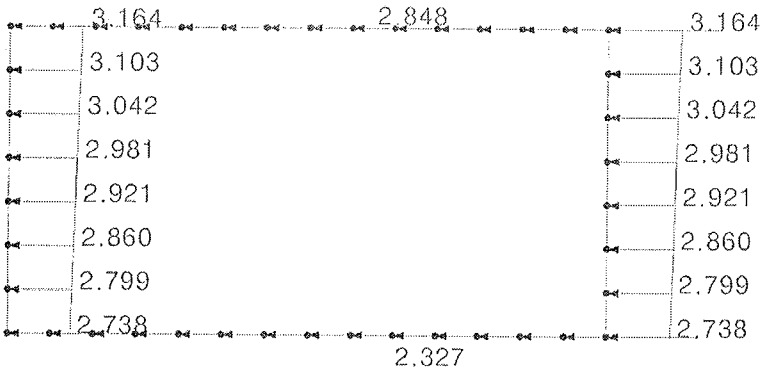
14) CASE14 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



15) CASE15 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

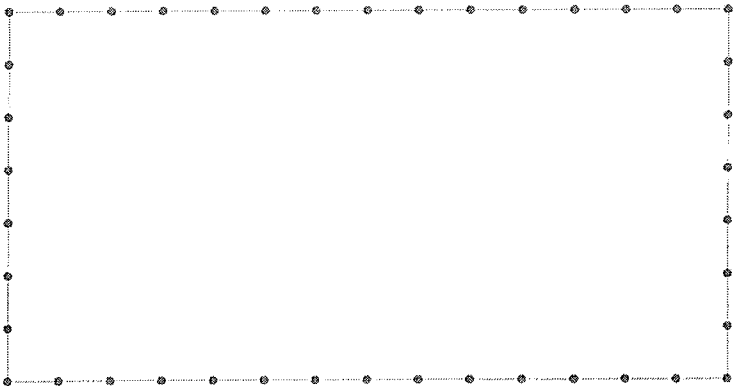


16) CASE16 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

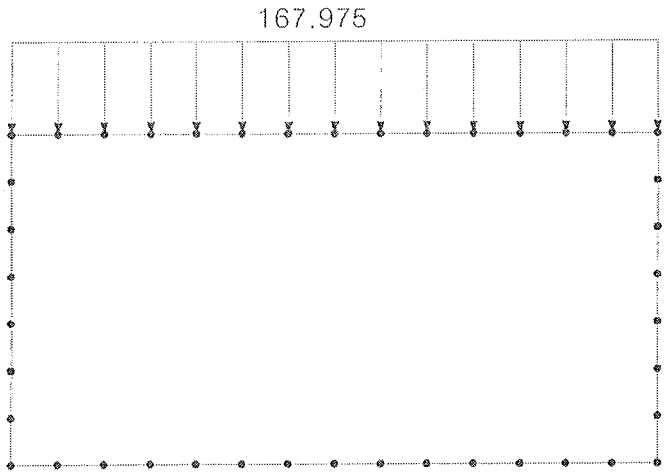


12. 하중 재하 (붕괴방지)

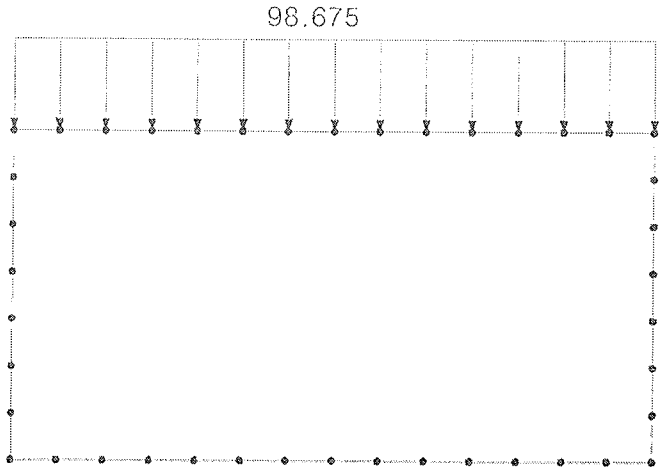
1) CASE1 - 구체자중(SW)



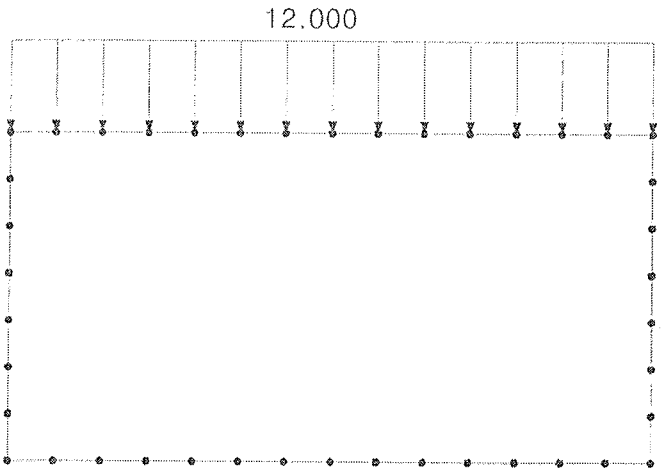
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



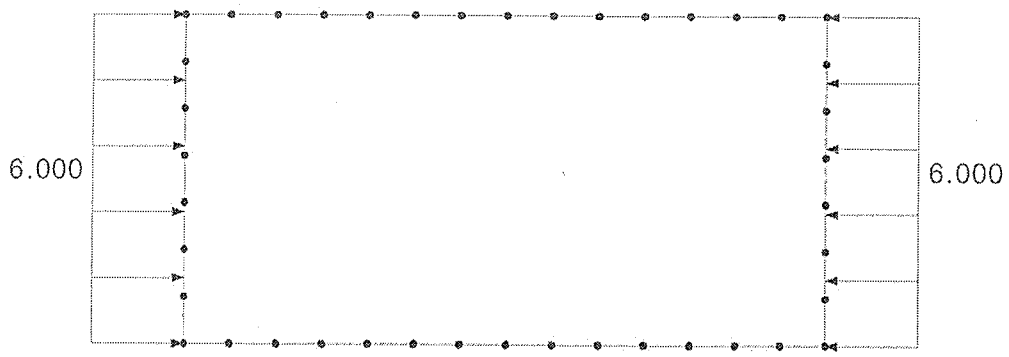
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



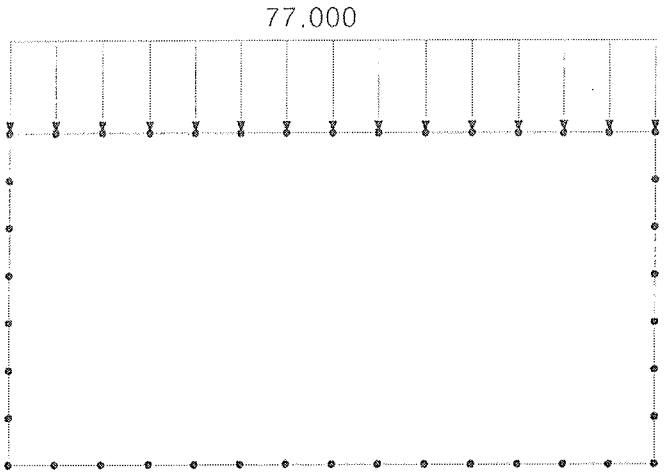
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



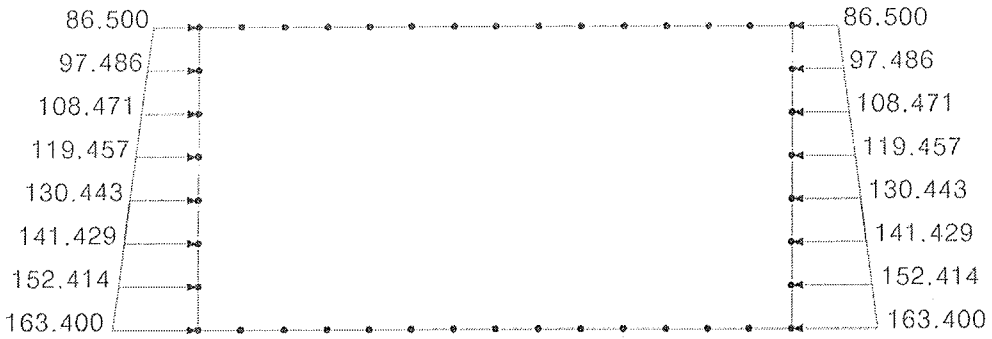
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



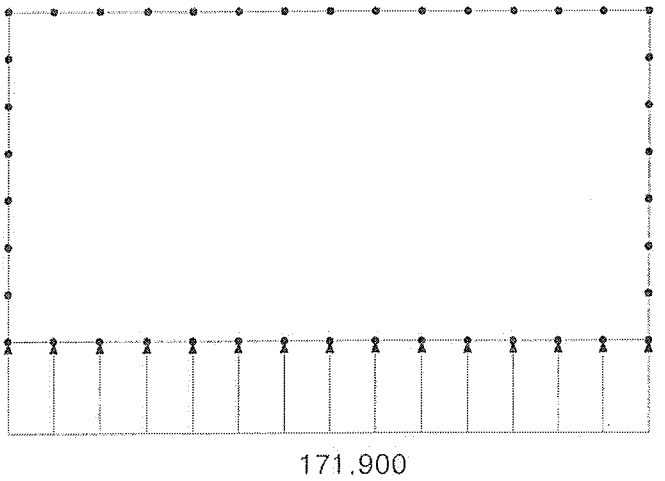
6) CASE6 - 연직수압(WATERV)



7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

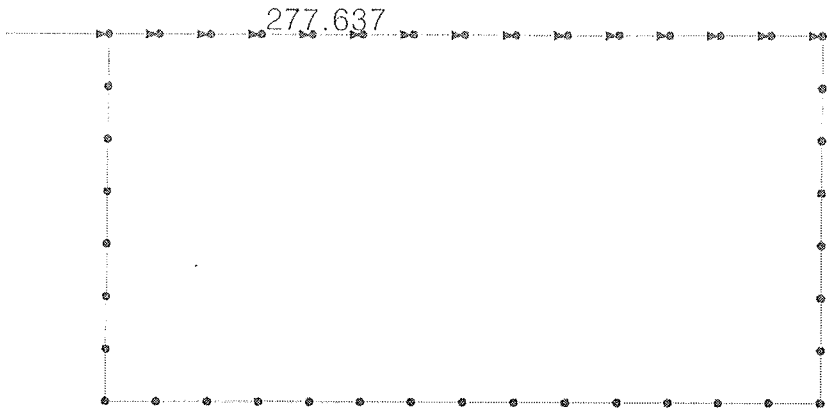


8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)

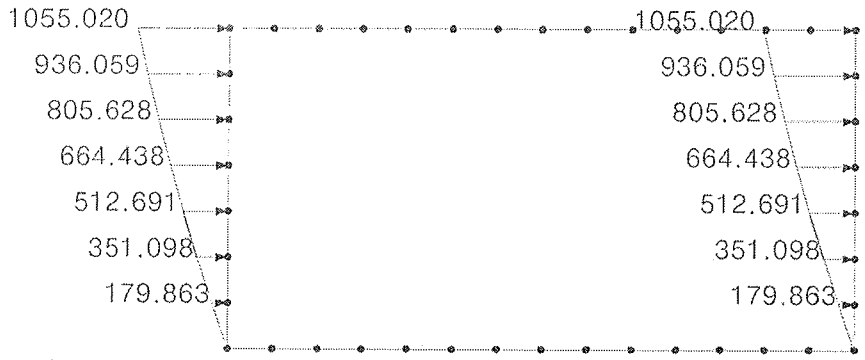


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

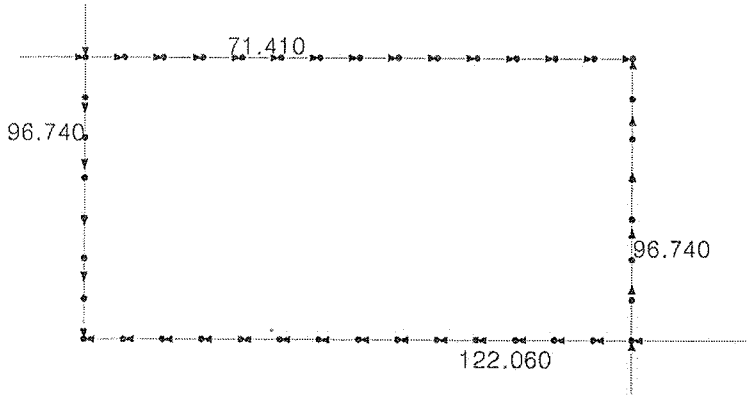
9) CASE9 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



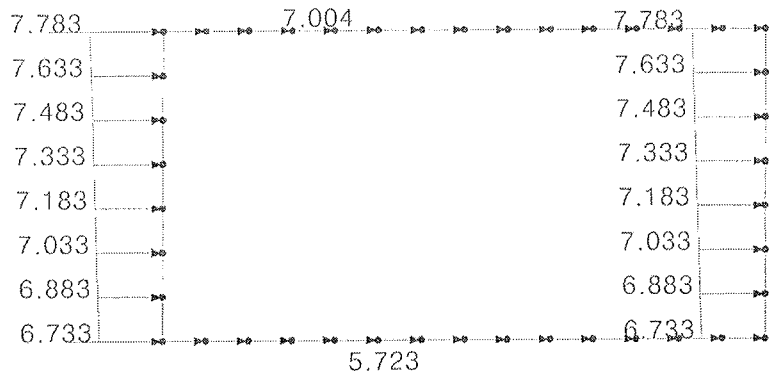
10) CASE10 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



11) CASE11 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

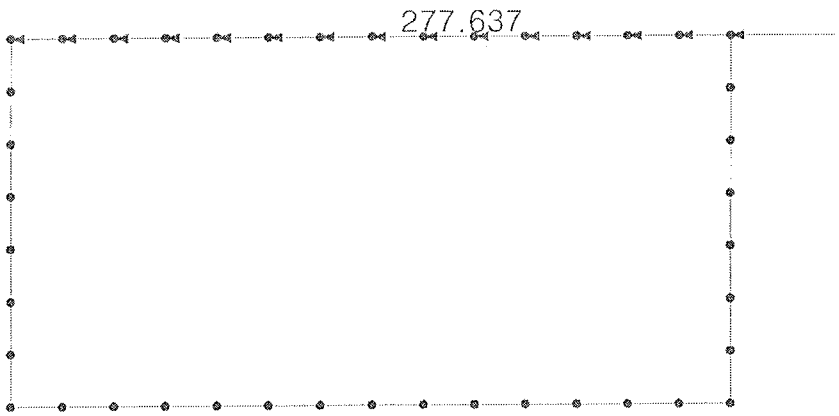


12) CASE12 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

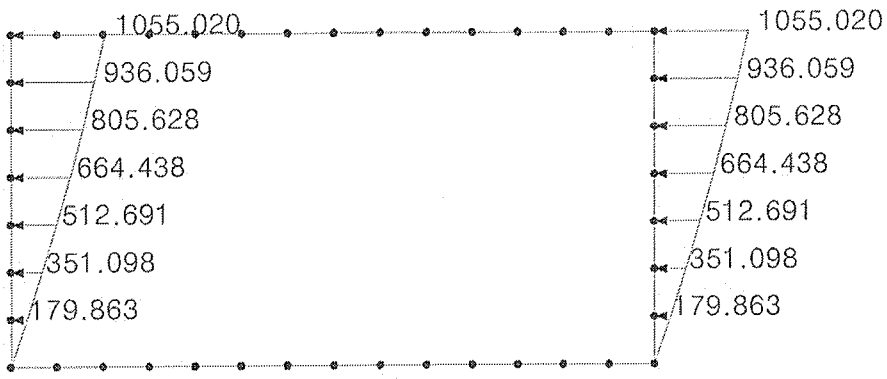


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

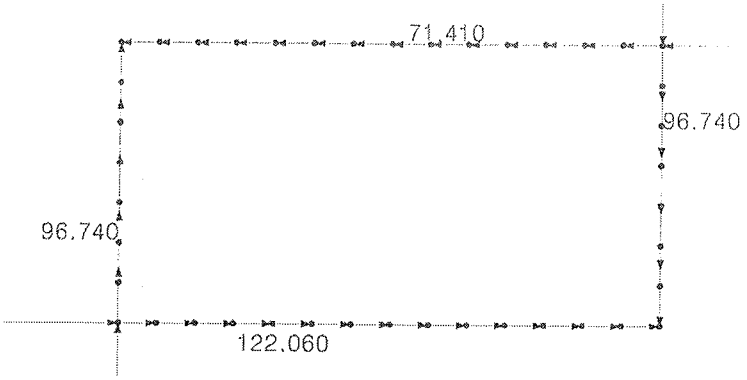
13) CASE13 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



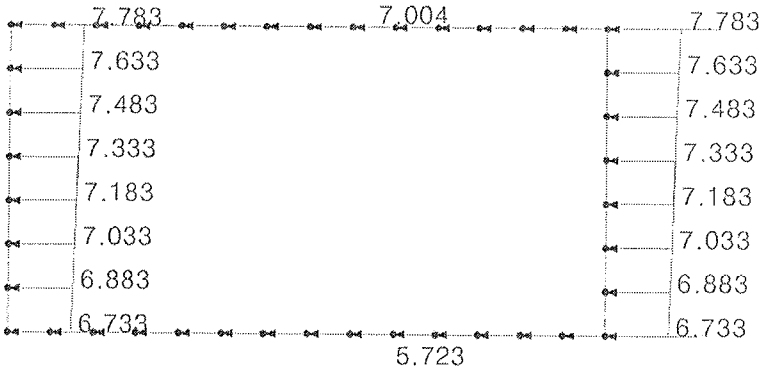
14) CASE14 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



15) CASE15 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



16) CASE16 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.875, h = 8.750 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	1.400	●
LC7	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	1.400	●
LC8	0.900	0.900		1.600		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	●

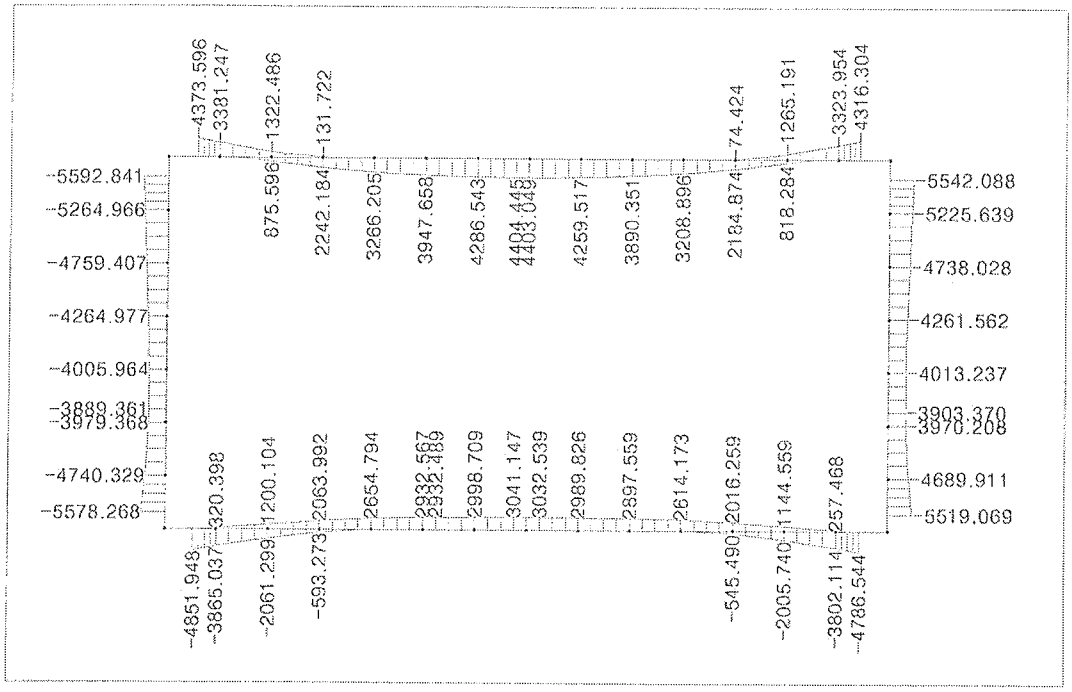
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.400	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.400	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.400	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.400	●

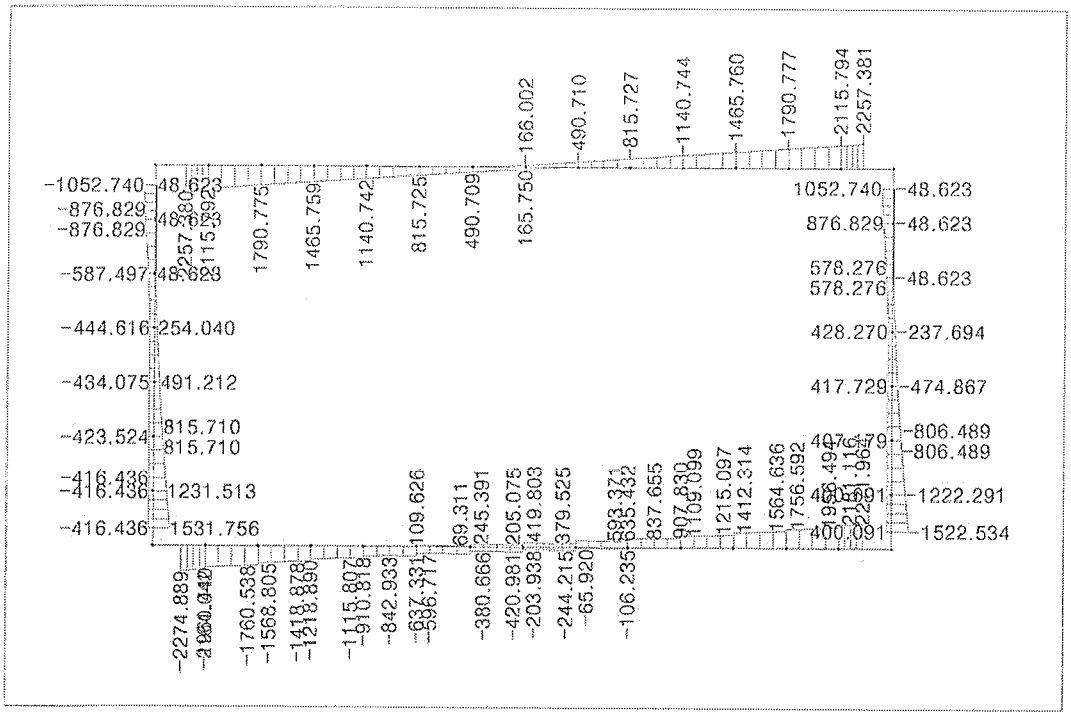
14. 단면력정리

14.1 상시

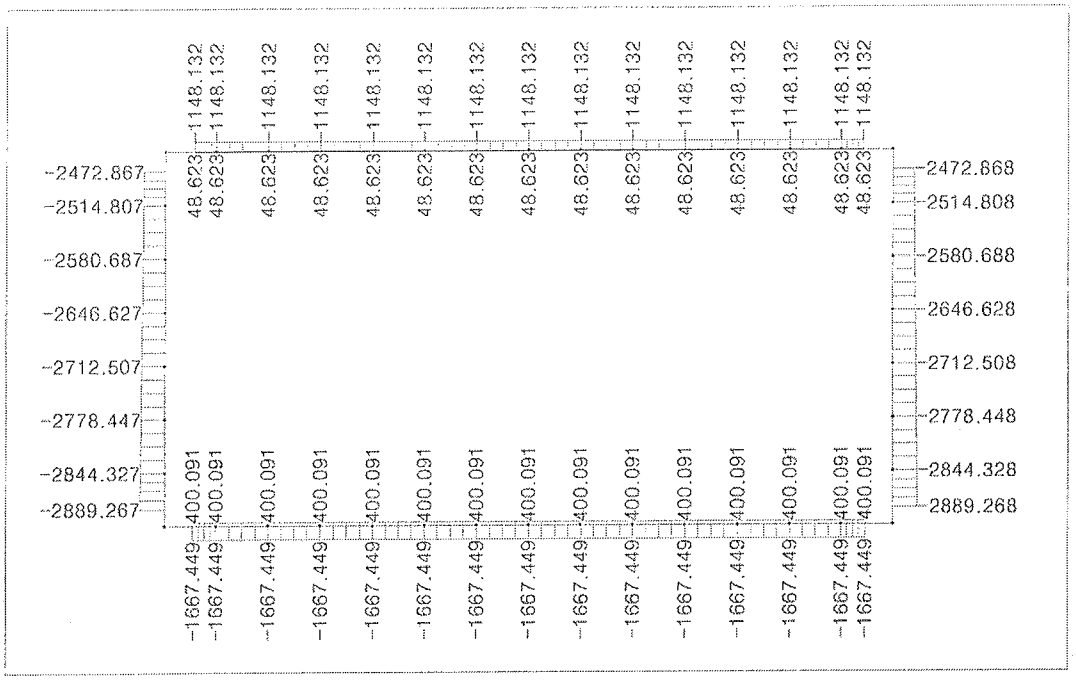
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



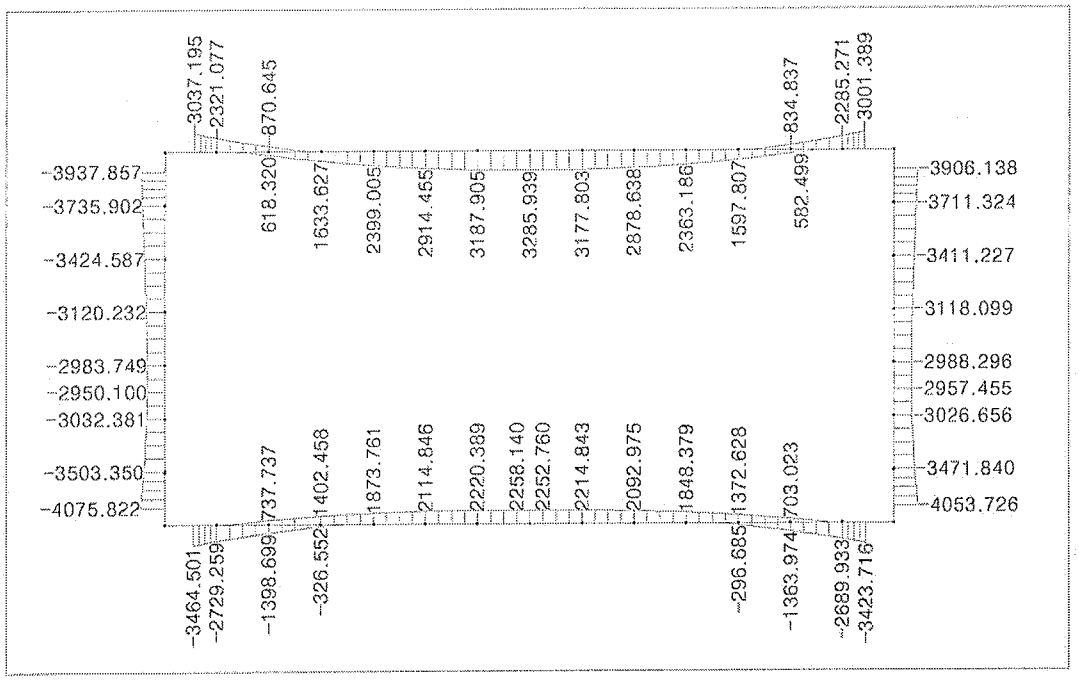
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

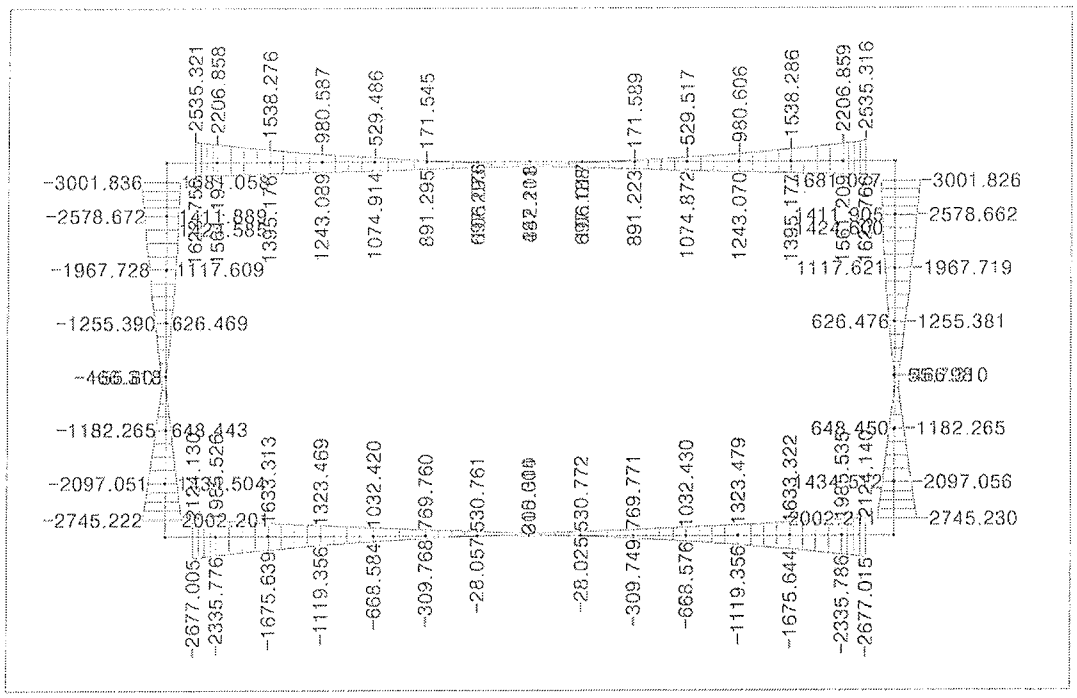


5) 단면력 정리

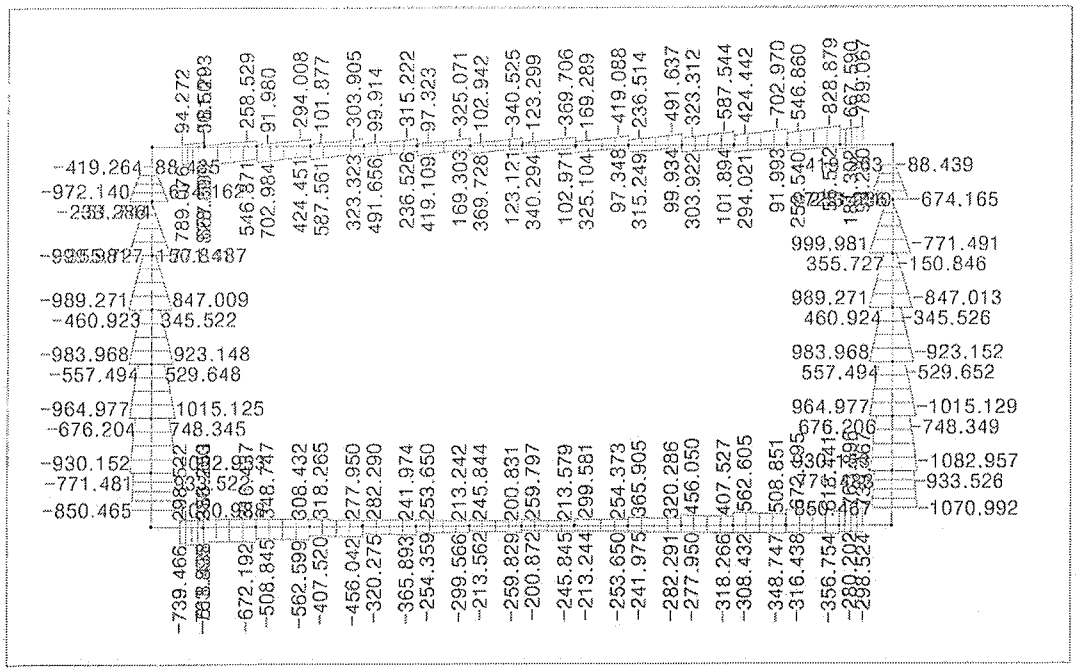
구분	위 치			계수하중			사용하중	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력	모멘트			
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	4373.60	1608.23	1148.13	3037.20	1000.00	1966.67	
		중앙부	2	4404.45	246.80	1148.13	3285.66	1000.00	1800.00	
		우측	3	4316.30	1608.21	1148.13	3001.39	1000.00	1966.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	4851.95	1475.49	1667.45	3464.50	1000.00	1700.00	
		중앙부	5	3041.15	407.52	1667.45	2258.14	1000.00	1700.00	
		우측	6	4786.54	1471.33	1667.45	3423.72	1000.00	1700.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	5592.84	587.50	2472.87	3937.86	1000.00	2166.67	
		추가1	8	4085.44	1052.74	2679.57	3018.27	1000.00	2000.00	
		중앙부	9	0.00	439.35	2889.27	0.00	1000.00	2000.00	
		하부	10	5578.27	815.71	2889.27	4075.82	1000.00	2000.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	5542.09	428.27	2472.87	3906.14	1000.00	2166.67	
		추가1	12	4088.22	1522.53	2679.57	3020.01	1000.00	2000.00	
		중앙부	13	0.00	423.00	2889.27	0.00	1000.00	2000.00	
		하부	14	5519.07	806.49	2889.27	4053.73	1000.00	2000.00	

14.2 지진시(기능수행)

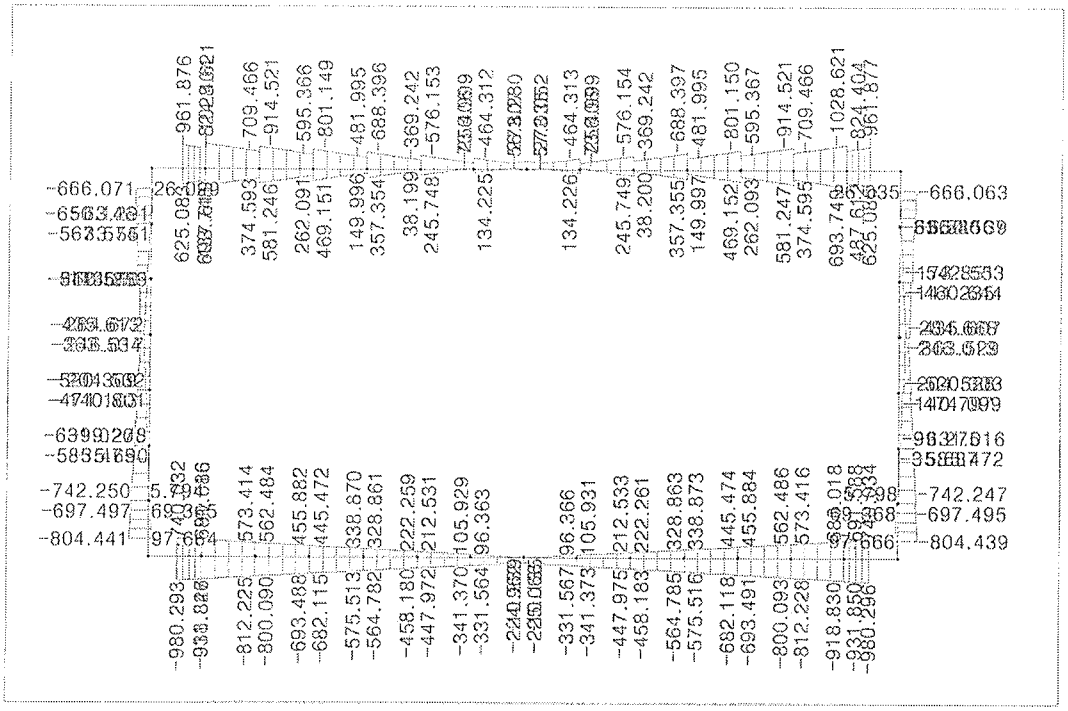
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

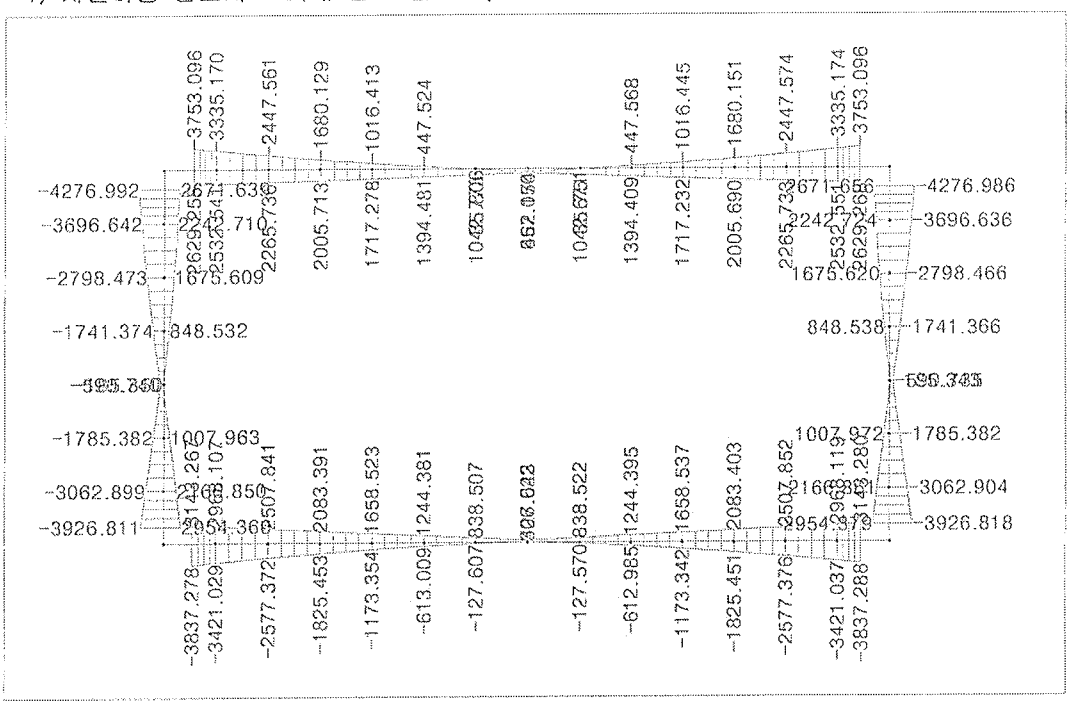


4) 단면력 정리

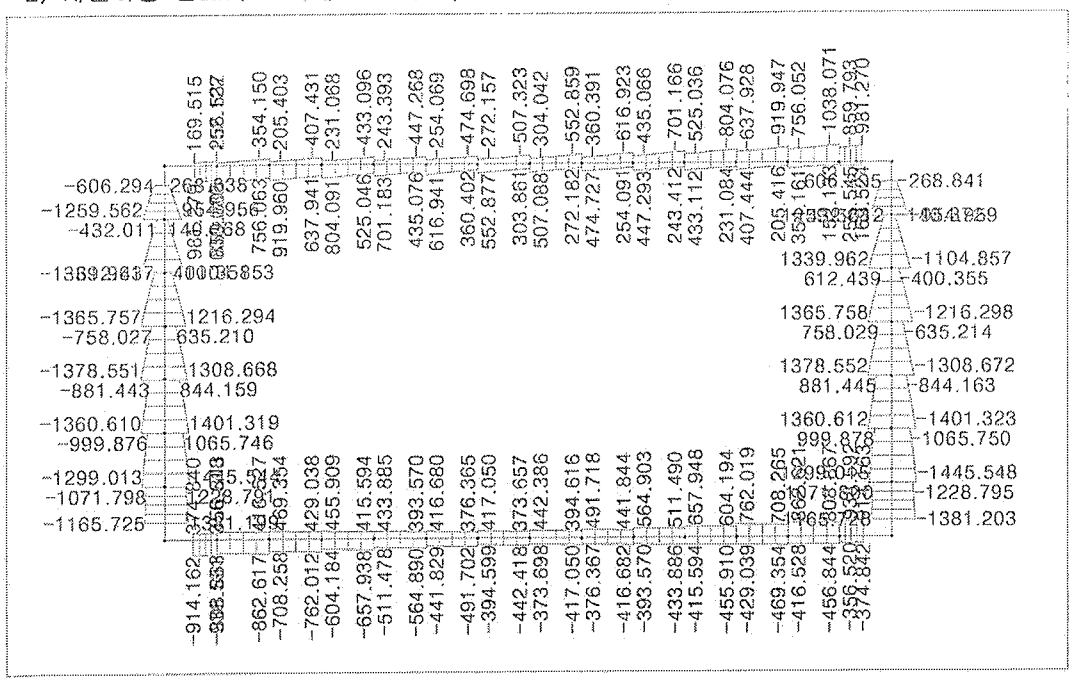
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	2535.32	544.59	1159.79	1000.00	1966.67	
		중앙부	2	567.44	270.15	280.08	1000.00	1800.00	
		우측	3	2535.32	544.56	1159.79	1000.00	1966.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	2677.01	533.94	1193.72	1000.00	1700.00	
		중앙부	5	352.46	246.37	260.43	1000.00	1700.00	
		우측	6	2677.02	533.94	1193.73	1000.00	1700.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	3001.84	999.98	746.84	1000.00	2166.67	
		추가1	8	936.95	419.26	746.84	1000.00	2000.00	
		중앙부	9	2002.20	724.52	914.89	1000.00	2000.00	
		하부	10	2745.22	1015.13	914.89	1000.00	2000.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	3001.83	989.27	746.83	1000.00	2166.67	
		추가1	12	936.94	1070.99	914.89	1000.00	2000.00	
		중앙부	13	2002.21	724.79	914.89	1000.00	2000.00	
		하부	14	2745.23	1015.13	914.89	1000.00	2000.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

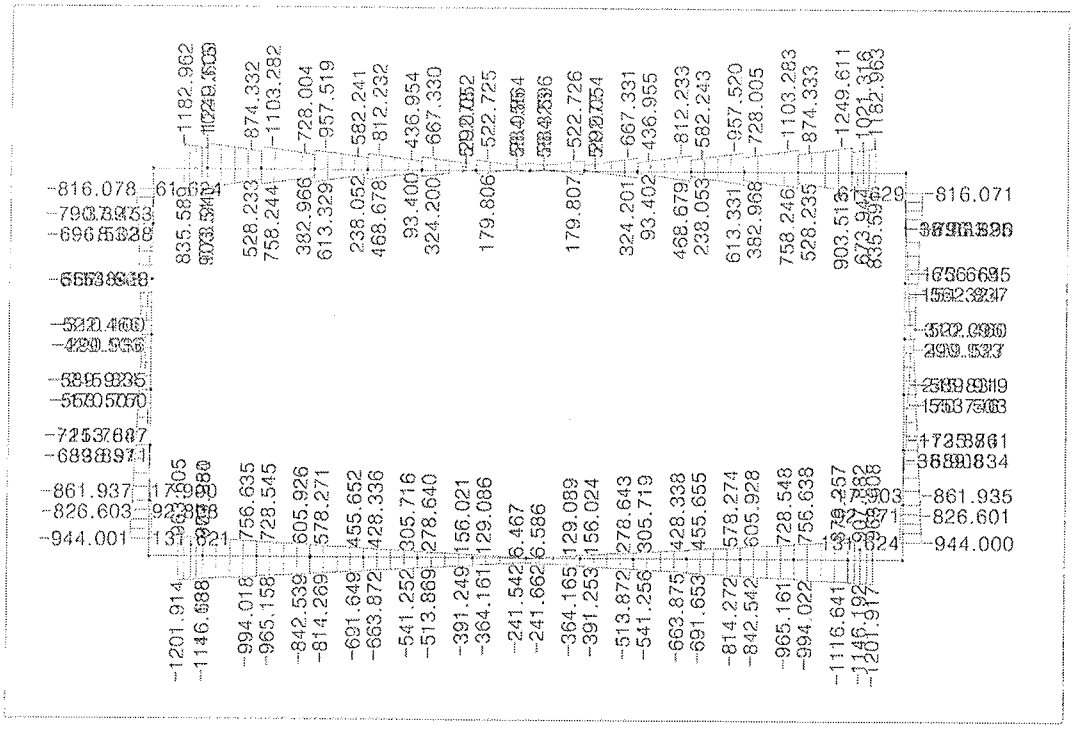
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	3753.10	761.57	1437.25	1000.00	1966.67	
		중앙부	2	781.07	436.95	290.94	1000.00	1800.00	
		우측	3	3753.10	761.54	1437.25	1000.00	1966.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	3837.28	733.35	1473.34	1000.00	1700.00	
		중앙부	5	524.76	428.96	284.47	1000.00	1700.00	
		우측	6	3837.29	733.36	1473.34	1000.00	1700.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	4276.99	1339.96	919.25	1000.00	2166.67	
		추가1	8	1244.94	606.29	919.25	1000.00	2000.00	
		중앙부	9	2954.37	1073.85	1075.13	1000.00	2000.00	
		하부	10	3926.81	1401.32	1075.13	1000.00	2000.00	
우측 벽체	1 층	상부	11	4276.99	1365.76	919.24	1000.00	2166.67	
		추가1	12	1244.93	1381.20	1075.13	1000.00	2000.00	
		중앙부	13	2954.38	1074.17	1075.13	1000.00	2000.00	
		하부	14	3926.82	1401.32	1075.13	1000.00	2000.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-4373.60	-	-3753.10	-2535.32	-4373.60	
		중앙부	2	4404.45	-	781.07	567.44	4404.45	
		우측	3	-4316.30	-	-3753.10	-2535.32	-4316.30	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-4851.95	-	-3837.28	-2677.01	-4851.95	
		중앙부	5	3041.15	-	524.76	352.46	3041.15	
		우측	6	-4786.54	-	-3837.29	-2677.02	-4786.54	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-5592.84	-	-4276.99	-3001.84	-5592.84	
		추가1	8	-4085.44	-	-1244.94	-936.95	-4085.44	
		중앙부	9	-	-	2954.37	2002.20	2954.37	
		하부	10	-5578.27	-	-3926.81	-2745.22	-5578.27	
우측 벽체	1 층	상부	11	-5542.09	-	-4276.99	-3001.83	-5542.09	
		추가1	12	-4088.22	-	-1244.93	-936.94	-4088.22	
		중앙부	13	-	-	2954.38	2002.21	2954.38	
		하부	14	-5519.07	-	-3926.82	-2745.23	-5519.07	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1608.23	-	761.57	544.59	1608.23	
		중앙부	2	246.80	-	-436.95	-270.15	-436.95	
		우측	3	-1608.21	-	-761.54	-544.56	-1608.21	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1475.49	-	-733.35	-533.94	-1475.49	
		중앙부	5	-407.52	-	-428.96	-246.37	-428.96	
		우측	6	1471.33	-	733.36	533.94	1471.33	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-587.50	-	-1339.96	-999.98	-1339.96	
		추가1	8	-1052.74	-	-606.29	-419.26	-1052.74	
		중앙부	9	-439.35	-	-1073.85	-724.52	-1073.85	
		하부	10	815.71	-	1401.32	1015.13	1401.32	
우측 벽체	1 층	상부	11	428.27	-	1365.76	989.27	1365.76	
		추가1	12	-1522.53	-	-1381.20	-1070.99	-1522.53	
		중앙부	13	423.00	-	1074.17	724.79	1074.17	
		하부	14	-806.49	-	-1401.32	-1015.13	-1401.32	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-1148.13	-	-1437.25	-1159.79	-1437.25	
		중앙부	2	-1148.13	-	-290.94	-280.08	-1148.13	
		우측	3	-1148.13	-	-1437.25	-1159.79	-1437.25	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1667.45	-	-1473.34	-1193.72	-1667.45	
		중앙부	5	-1667.45	-	-284.47	-260.43	-1667.45	
		우측	6	-1667.45	-	-1473.34	-1193.73	-1667.45	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-2472.87	-	-919.25	-746.84	-2472.87	
		추가1	8	-2679.57	-	-919.25	-746.84	-2679.57	
		중앙부	9	-2889.27	-	-1075.13	-914.89	-2889.27	
		하부	10	-2889.27	-	-1075.13	-914.89	-2889.27	
우측 벽체	1 층	상부	11	-2472.87	-	-919.24	-746.83	-2472.87	
		추가1	12	-2679.57	-	-1075.13	-914.89	-2889.27	
		중앙부	13	-2889.27	-	-1075.13	-914.89	-2889.27	
		하부	14	-2889.27	-	-1075.13	-914.89	-2889.27	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-3037.20	-	-	-	-3037.20	
		중앙부	2	3285.66	-	-	-	3285.66	
		우측	3	-3001.39	-	-	-	-3001.39	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-3464.50	-	-	-	-3464.50	
		중앙부	5	2258.14	-	-	-	2258.14	
		우측	6	-3423.72	-	-	-	-3423.72	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-3937.86	-	-	-	-3937.86	
		추가1	8	-3018.27	-	-	-	-3018.27	
		중앙부	9	-	-	-	-	-	
		하부	10	-4075.82	-	-	-	-4075.82	
우측 벽체	1 층	상부	11	-3906.14	-	-	-	-3906.14	
		추가1	12	-3020.01	-	-	-	-3020.01	
		중앙부	13	-	-	-	-	-	
		하부	14	-4053.73	-	-	-	-4053.73	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1817	4373.60	6035.60	7339.22	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.38
		중앙부	2	1000	1676	4404.44	4987.73	8068.20	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9192.80	1.13
		우측	3	1000	1817	4316.30	6035.60	7239.49	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.40
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	1555	4851.95	5685.99	9702.99	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.80	1.17
		중앙부	5	1000	1620	3041.15	3379.95	5695.85	H32 - 8.0EA	6353.60	1.11
		우측	6	1000	1555	4786.54	5685.99	9564.34	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.80	1.19
좌측벽체	1층	상부	7	1000	2017	5592.84	11066.04	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	12848.00	1.98
		추가1	8	1000	1874	4085.44	9797.69	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	10342.80	2.40
		중앙부	9	1000	1920	2954.37	7340.78	-	H29 - 4.0EA	14062.40	2.48
		하부	10	1000	1855	5578.27	11341.53	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	14062.40	2.03
우측벽체	1층	상부	11	1000	2017	5542.09	11116.06	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	12848.00	2.01
		추가1	12	1000	1869	4088.22	10746.09	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	10885.60	2.63
		중앙부	13	1000	1920	2954.38	7340.81	-	H29 - 4.0EA	14062.40	2.48
		하부	14	1000	1855	5519.07	11396.29	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	14062.40	2.06

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm^2		mm	mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1071.7	1608.2	1907.93	2.00	162.58	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	1088.5	436.9	1513.21	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	1071.7	1608.2	1907.93	2.00	162.58	H13	150	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	1010.2	1475.5	1798.40	2.00	149.59	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	1052.2	429.0	1462.73	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	1010.2	1471.3	1798.40	2.00	148.25	H13	150	253.40	O.K
좌측복체	1층	상부	7	1307.7	1340.0	2245.31	2.00	8.71	H13	150	253.40	O.K
		추가1	8	1333.6	1052.7	2283.34	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	9	1375.8	1073.8	1862.29	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	10	1329.4	1401.3	2269.65	2.00	19.39	H13	150	253.40	O.K
우측복체	1층	상부	11	1307.7	1365.8	1776.52	2.00	31.37	H13	300	253.40	O.K
		추가1	12	1339.3	1522.5	2286.55	2.00	49.02	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	13	1375.8	1074.2	1862.29	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	14	1329.4	1401.3	2269.65	2.00	19.39	H13	150	253.40	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1966.67	1816.67	100.00	4373.60	1608.23

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1866.67 - 210.758) / 210.758 = 0.02357

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7339.223 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.400]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00566

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1816.67 - a/2) = 6035.601 kN.m

≥ Mu (= 4373.596 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.380]

* 전단에 대한 검토 (d = 1650.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1650.00 = 1071.706 kN

< Vu (= 1608.233 kN), 전단보강 필요.

Av_req = (1608.233-1071.706) x 150.00 / (400x1650.00xΦ) x 1000 = 162.584 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1650.00 / 150.00 x 1000 = 1114.960 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1650.00 / 1000 = 5715.768 kN ≥ 1114.960 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1428.942 + 1114.960) = 1907.926 kN ≥ 1608.233 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1675.91	80.00	4404.45	436.95

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9192.800 x 400.00 = 3677120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 160.223 mm, c = 160.223 / β1 = 160.223 / 0.85 = 188.498 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1720.00 - 188.498) / 188.498 = 0.02437

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 8068.200 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 124.1 mm), [사용률 = 1.139]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00549

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 160.223 mm

ΦMn = 0.85 x 9192.800 x 400 x (1675.90 - a/2) = 4987.734 kN.m

≥ Mu (= 4404.445 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.132]

* 전단에 대한 검토 (d = 1675.90 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1675.90 = 1088.532 kN

≥ Vu (= 436.948 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1966.67	1816.67	100.00	4316.30	1608.21

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1866.67 - 210.758) / 210.758 = 0.02357

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 7239.493 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.420]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00566

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1816.67 - a/2) = 6035.601 kN.m

≥ Mu (= 4316.304 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.398]

* 전단에 대한 검토 (d = 1650.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1650.00 = 1071.706 kN

< Vu (= 1608.213 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1608.213-1071.706) x 150.00 / (400x1650.00xΦ) x 1000 = 162.578 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1650.00 / 150.00 x 1000 = 1114.960 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1650.00 / 1000 = 5715.768 kN ≥ 1114.960 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1428.942 + 1114.960) = 1907.926 kN ≥ 1608.213 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1555.28	100.00	4851.95	1475.49

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11492.800 x 400.00 = 4597120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 200.310 mm, c = 200.310 / β1 = 200.310 / 0.85 = 235.659 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1600.00 - 235.659) / 235.659 = 0.01737

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 9702.989 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm), [사용률 = 1.184]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00739

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 200.310 mm

ΦMn = 0.85 x 11492.800 x 400 x (1555.28 - a/2) = 5685.989 kN.m

≥ Mu (= 4851.948 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.172]

* 전단에 대한 검토 (d = 1555.28 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1555.28 = 1010.186 kN

< Vu (= 1475.486 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1475.486-1010.186) x 150.00 / (400x1555.28xΦ) x 1000 = 149.587 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1555.28 / 150.00 x 1000 = 1050.957 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1555.28 / 1000 = 5387.659 kN ≥ 1050.957 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1346.915 + 1050.957) = 1798.404 kN ≥ 1475.486 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1620.00	80.00	3041.15	428.96

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1620.00 - 130.280) / 130.280 = 0.03430

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 5695.849 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.115]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00392

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1620.00 - a/2) = 3379.953 kN.m

≥ Mu (= 3041.147 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.111]

* 전단에 대한 검토 (d = 1620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1620.00 = 1052.221 kN

≥ Vu (= 428.957 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1700.00	1555.28	100.00	4786.54	1471.33

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11492.800 x 400.00 = 4597120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 200.310 mm, c = 200.310 / β1 = 200.310 / 0.85 = 235.659 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1600.00 - 235.659) / 235.659 = 0.01737

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 9564.336 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm), [사용률 = 1.202]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00739

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 200.310 mm

ΦMn = 0.85 x 11492.800 x 400 x (1555.28 - a/2) = 5685.989 kN.m

≥ Mu (= 4786.544 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.188]

* 전단에 대한 검토 (d = 1555.28 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1555.28 = 1010.186 kN

< Vu (= 1471.330 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1471.330-1010.186) x 150.00 / (400x1555.28xΦ) x 1000 = 148.251 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1555.28 / 150.00 x 1000 = 1050.957 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1555.28 / 1000 = 5387.659 kN ≥ 1050.957 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1346.915 + 1050.957) = 1798.404 kN ≥ 1471.330 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2166.667	100.000	2016.667	2472.867	5592.841	2261.683

㉯ 철근비 검토

As = 10278.400 ㎟ (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2569.600 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0059) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2166.7 x 1000.0 = 49725000.0 N

Cs = As x fy = 4111360.0 N, Cs' = Asf x fy = 1027840.0 N

Xp = (49725000.0 x 1083.33 + 4111360.0 x 150.000 + 1027840.0 x 2086.667) / 54864200.0
= 1032.189 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1210.000 mm, ab = k1 x cb = 1028.500 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1028500.000 = 23604.075 kN, ∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pb = 23604.075 + 968.868 - 4111.360 = 20461.583 kN

Mb = Cc x 620.228 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 19288.550 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 942.671 mm, e = Mu/Pu = 2261.683 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 456.172 mm, a = k1 x c = 387.746 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 387745.904 = 8898.768 kN

∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pn = 8898.768 + 968.868 - 4111.360 = 5756.276 kN

Mn = Cc x 838.316 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13018.871 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2261.683)| = 0.0001 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2166.67 - 100.00 = 2066.667 mm

c = 456.172 mm, a = k1 x c = 387.746 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2066.67-456.17) / 456.17 = 0.01059

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 43655.471 kN ≥ Pn = 5756.276 kN

ΦPn = 0.85 x 5756.276 = 4892.835 kN ≥ Pu = 2472.867 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.262 = 11066.041 kN.m ≥ Mu = 5592.841 kN.m ∴ O.K

㉮ 전단에 대한 검토 (d = 1850.00 ㎜)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1850.00 = 1307.732 kN

< Vu (= 1339.961 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1339.961 - 1307.732) x 150.00 / (400.0 x 1850.00 x Φ) = 8.710 ㎟

Use Av = 253.400 ㎟ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 ㎜)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1850.00 / 150.00 = 1250.107 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1850.00 = 6408.588 kN ≥ 1250.107 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1743.643 + 1250.107) = 2245.312 kN ≥ 1339.961 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 추가

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2000.000	100.000	1873.926	2679.567	4085.438	1524.663

㉯ 철근비 검토

As = 7773.200 mm² (인장중심 = 126.07 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2569.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0052) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000.0 x 1000.0 = 45900000.0 N

Cs = As x fy = 3109280.0 N, Cs' = Asf x fy = 1027840.0 N

Xp = (45900000.0 x 1000.00 + 3109280.0 x 126.074 + 1027840.0 x 1920.000) / 50037120.0
= 964.593 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1124.355 mm, ab = k1 x cb = 955.702 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 955702.156 = 21933.364 kN, ∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 3109.280 kN

Pb = 21933.364 + 968.868 - 3109.280 = 19792.952 kN

Mb = Cc x 557.556 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 15761.931 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 796.341 mm, e = Mu/Pu = 1524.663 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 497.274 mm, a = k1 x c = 422.683 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 422682.609 = 9700.566 kN

∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 3109.280 kN

Pn = 9700.566 + 968.868 - 3109.280 = 7560.154 kN

Mn = Cc x 753.252 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11526.757 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1524.672)| = 0.0088 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 497.274 mm, a = k1 x c = 422.683 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-497.27) / 497.27 = 0.00846

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 39839.802 kN ≥ Pn = 7560.154 kN

ΦPn = 0.85 x 7560.154 = 6426.131 kN ≥ Pu = 2679.567 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.525 = 9797.687 kN.m ≥ Mu = 4085.438 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1873.93 = 1333.630 kN
≥ Vu (= 1052.740 kN) , 전단보강 불필요.

㈜ TITLE : 좌측벽체 중앙부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2000.000	80.000	1920.000	2889.267	2954.366	1022.531

㉯ 철근비 검토

As = 2569.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 11492.800 mm² (압축중심 = 144.72 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0070) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000.0 x 1000.0 = 45900000.0 N

Cs = As x fy = 1027840.0 N, Cs' = Asf x fy = 4597120.0 N

Xp = (45900000.0 x 1000.00 + 1027840.0 x 80.000 + 4597120.0 x 1855.283) / 51524960.0

= 1057.957 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1152.000 mm, ab = k1 x cb = 979.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 979200.000 = 22472.640 kN, ∑Csi = 4333.360 kN, ∑Tsi = 1027.840 kN

Pb = 22472.640 + 4333.360 - 1027.840 = 25778.160 kN

Mb = Cc x 452.443 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 14627.877 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 567.452 mm, e = Mu/Pu = 1022.531 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 310.455 mm, a = k1 x c = 263.887 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 263887.024 = 6056.207 kN

∑Csi = 3417.545 kN, ∑Tsi = 1027.840 kN

Pn = 6056.207 + 3417.545 - 1027.840 = 8445.912 kN

Mn = Cc x 926.013 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8636.213 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1022.532)| = 0.0004 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 80.00 = 1920.000 mm

c = 310.455 mm, a = k1 x c = 263.887 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1920.00-310.46) / 310.46 = 0.01555

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 40961.782 kN ≥ Pn = 8445.912 kN

ΦPn = 0.85 x 8445.912 = 7179.025 kN ≥ Pu = 2889.267 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.023 = 7340.778 kN.m ≥ Mu = 2954.366 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1920.00 = 1375.760 kN

≥ Vu (= 1073.845 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2000.000	100.000	1855.283	2889.267	5578.268	1930.686

㉯ 철근비 검토

As = 11492.800 mm² (인장중심 = 144.72 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2569.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0070) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000.0 x 1000.0 = 45900000.0 N

Cs = As x fy = 4597120.0 N, Cs' = Asf x fy = 1027840.0 N

Xp = (45900000.0 x 1000.00 + 4597120.0 x 144.717 + 1027840.0 x 1920.000) / 51524960.0

= 942.043 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1113.170 mm, ab = k1 x cb = 946.194 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 946194.487 = 21715.163 kN, ∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 4597.120 kN

Pb = 21715.163 + 968.868 - 4597.120 = 18086.911 kN

Mb = Cc x 584.860 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 17313.239 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 957.225 mm, e = Mu/Pu = 1930.686 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 540.267 mm, a = k1 x c = 459.227 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 459226.746 = 10539.254 kN

∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 4597.120 kN

Pn = 10539.254 + 968.868 - 4597.120 = 6911.001 kN

Mn = Cc x 712.430 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13343.039 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1930.695) | = 0.0092 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 540.267 mm, a = k1 x c = 459.227 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-540.27) / 540.27 = 0.00755

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 40961.782 kN ≥ Pn = 6911.001 kN

ΦPn = 0.85 x 6911.001 = 5874.351 kN ≥ Pu = 2889.267 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.931 = 11341.529 kN.m ≥ Mu = 5578.268 kN.m ∴ O.K

㉮ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1855.28 = 1329.388 kN

< Vu (= 1401.319 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1401.319 - 1329.388) x 150.00 / (400.0 x 1855.28 x Φ) = 19.385 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1855.28 / 150.00 = 1253.677 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1855.28 = 6426.890 kN ≥ 1253.677 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1772.517 + 1253.677) = 2269.645 kN ≥ 1401.319 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2166.667	100.000	2016.667	2472.868	5542.088	2241.158

㉯ 철근비 검토

As = 10278.400 ㎟ (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2569.600 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0059) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2166.7 x 1000.0 = 49725000.0 N

Cs = As x fy = 4111360.0 N, Cs' = Asf x fy = 1027840.0 N

Xp = (49725000.0 x 1083.33 + 4111360.0 x 150.000 + 1027840.0 x 2086.667) / 54864200.0

= 1032.189 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1210.000 mm, ab = k1 x cb = 1028.500 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 1028500.000 = 23604.075 kN, ∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pb = 23604.075 + 968.868 - 4111.360 = 20461.583 kN

Mb = Cc x 620.228 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 19288.550 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 942.671 mm, e = Mu/Pu = 2241.158 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 460.220 mm, a = k1 x c = 391.187 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 391187.067 = 8977.743 kN

∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pn = 8977.743 + 968.868 - 4111.360 = 5835.251 kN

Mn = Cc x 836.595 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13077.708 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2241.156) | = 0.0020 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2166.67 - 100.00 = 2066.667 mm

c = 460.220 mm, a = k1 x c = 391.187 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (2066.67-460.22) / 460.22 = 0.01047

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 43655.471 kN ≥ Pn = 5835.251 kN

ΦPn = 0.85 x 5835.251 = 4959.963 kN ≥ Pu = 2472.868 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.241 = 11116.061 kN.m ≥ Mu = 5542.088 kN.m ∴ O.K

㉮ 전단에 대한 검토 (d = 1850.00 ㎜)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1850.00 = 1307.733 kN

< Vu (= 1365.758 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1365.758 - 1307.733) x 300.00 / (400.0 x 1850.00 x Φ) = 31.365 ㎟

Use Av = 253.400 ㎟ (H13-2.0 EA. C.T.C 300 ㎜)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1850.00 / 300.00 = 625.053 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1850.00 = 6408.588 kN ≥ 625.053 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1743.643 + 625.053) = 1776.523 kN ≥ 1365.758 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 추가

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2000.000	100.000	1869.101	2889.268	4088.224	1414.969

㉯ 철근비 검토

As = 8316.000 mm² (인장중심 = 130.90 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2569.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0054) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000.0 x 1000.0 = 45900000.0 N

Cs = As x fy = 3326400.0 N, Cs' = Asf x fy = 1027840.0 N

Xp = (45900000.0 x 1000.00 + 3326400.0 x 130.899 + 1027840.0 x 1920.000) / 50254240.0
= 961.290 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1121.460 mm, ab = k1 x cb = 953.241 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 953241.270 = 21876.887 kN, ∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 3326.400 kN

Pb = 21876.887 + 968.868 - 3326.400 = 19519.355 kN

Mb = Cc x 562.090 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 15987.848 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 819.077 mm, e = Mu/Pu = 1414.969 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 578.871 mm, a = k1 x c = 492.040 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 492040.479 = 11292.329 kN

∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 3326.400 kN

Pn = 11292.329 + 968.868 - 3326.400 = 8934.797 kN

Mn = Cc x 715.269 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12642.392 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1414.961)| = 0.0075 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 578.871 mm, a = k1 x c = 492.040 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-578.87) / 578.87 = 0.00685

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 40003.532 kN ≥ Pn = 8934.797 kN

ΦPn = 0.85 x 8934.797 = 7594.577 kN ≥ Pu = 2889.268 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.415 = 10746.090 kN.m ≥ Mu = 4088.224 kN.m ∴ O.K

㉮ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1869.10 = 1339.289 kN

< Vu (= 1522.534 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1522.534 - 1339.289) x 150.00 / (400.0 x 1869.10 x Φ) = 49.020 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1869.10 / 150.00 = 1263.014 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1869.10 = 6474.754 kN ≥ 1263.014 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1785.718 + 1263.014) = 2286.549 kN ≥ 1522.534 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2000.000	80.000	1920.000	2889.268	2954.379	1022.535

㉯ 철근비 검토

As = 2569.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 11492.800 mm² (압축중심 = 144.72 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0070) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000.0 x 1000.0 = 45900000.0 N

Cs = As x fy = 1027840.0 N, Cs' = Asf x fy = 4597120.0 N

Xp = (45900000.0 x 1000.00 + 1027840.0 x 80.000 + 4597120.0 x 1855.283) / 51524960.0

= 1057.957 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1152.000 mm, ab = k1 x cb = 979.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 979200.000 = 22472.640 kN, ∑Csi = 4333.360 kN, ∑Tsi = 1027.840 kN

Pb = 22472.640 + 4333.360 - 1027.840 = 25778.160 kN

Mb = Cc x 452.443 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 14627.877 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 567.452 mm, e = Mu/Pu = 1022.535 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 310.455 mm, a = k1 x c = 263.887 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 263887.024 = 6056.207 kN

∑Csi = 3417.545 kN, ∑Tsi = 1027.840 kN

Pn = 6056.207 + 3417.545 - 1027.840 = 8445.912 kN

Mn = Cc x 926.013 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8636.213 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1022.532) | = 0.0037 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 80.00 = 1920.000 mm

c = 310.455 mm, a = k1 x c = 263.887 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1920.00-310.46) / 310.46 = 0.01555

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 40961.782 kN ≥ Pn = 8445.912 kN

ΦPn = 0.85 x 8445.912 = 7179.025 kN ≥ Pu = 2889.268 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.023 = 7340.808 kN.m ≥ Mu = 2954.379 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1920.00 = 1375.760 kN

≥ Vu (= 1074.170 kN) , 전단보강 불필요.

㈜ TITLE : 우측벽체 하부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	2000.000	100.000	1855.283	2889.268	5519.069	1910.196

㉯ 철근비 검토

As = 11492.800 mm² (인장중심 = 144.72 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2569.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0070) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 2000.0 x 1000.0 = 45900000.0 N

Cs = As x fy = 4597120.0 N, Cs' = Asf x fy = 1027840.0 N

Xp = (45900000.0 x 1000.00 + 4597120.0 x 144.717 + 1027840.0 x 1920.000) / 51524960.0

= 942.043 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1113.170 mm, ab = k1 x cb = 946.194 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 946194.487 = 21715.163 kN, ∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 4597.120 kN

Pb = 21715.163 + 968.868 - 4597.120 = 18086.911 kN

Mb = Cc x 584.860 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 17313.239 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 957.225 mm, e = Mu/Pu = 1910.196 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 545.796 mm, a = k1 x c = 463.927 mm 를 사용,

Cc = 0.85 x 27.0 x 463926.545 = 10647.114 kN

∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 4597.120 kN

Pn = 10647.114 + 968.868 - 4597.120 = 7018.862 kN

Mn = Cc x 710.080 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13407.364 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1910.191)| = 0.0056 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 mm

c = 545.796 mm, a = k1 x c = 463.927 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1900.00-545.80) / 545.80 = 0.00744

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 40961.782 kN ≥ Pn = 7018.862 kN

ΦPn = 0.85 x 7018.862 = 5966.033 kN ≥ Pu = 2889.268 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.910 = 11396.293 kN.m ≥ Mu = 5519.069 kN.m ∴ O.K

㉮ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1855.28 = 1329.388 kN

< Vu (= 1401.323 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1401.323 - 1329.388) x 150.00 / (400.0 x 1855.28 x Φ) = 19.387 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1855.28 / 150.00 = 1253.677 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1855.28 = 6426.890 kN ≥ 1253.677 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1772.517 + 1253.677) = 2269.645 kN ≥ 1401.323 kN ∴ O.K

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1700 × 0.0020 = 3400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

8) 좌측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

9) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

10) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

11) 우측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

12) 우측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

13) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

14) 우측벽체 : 하부

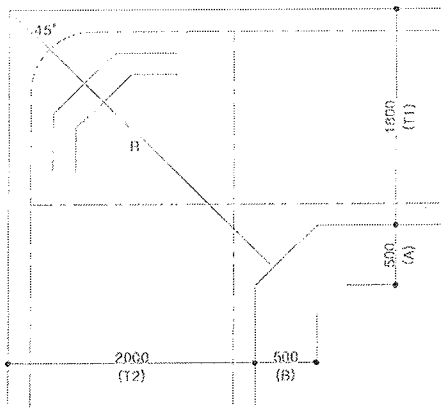
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 2000 × 0.0020 = 4000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 3937.857 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 3937.857 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 3040.559 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5139.200 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3937.86 \times 10^6}{3040.559^2 \times 1000} = 2.130 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 3937.86 \times 10^6}{3040.559 \times 180} = 14390.106 \text{ mm}^2$$

Asb = 5139.200 mm²

Req'd As = As - Asb

= 14390.106 mm² - 5139.200 mm²

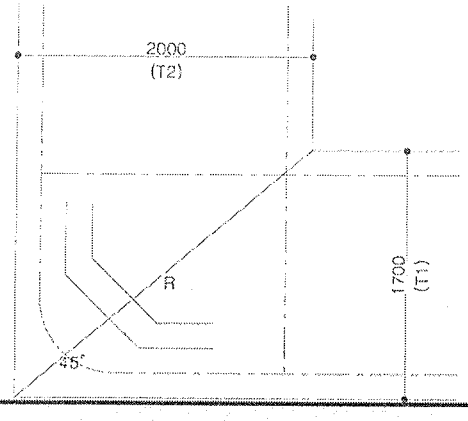
= 9250.906 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 8EA

∴ Total As = 10278.400 mm² > Req'd As (= 9250.906 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 4075.822 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 4075.822 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2624.881$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5746.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4075.82 \times 10^6}{2624.881^2 \times 1000} = 2.958 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 4075.82 \times 10^6}{2624.881 \times 180} = 17252.939 \text{ mm}^2$$

Asb = 5746.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 17252.939 mm² - 5746.400 mm²

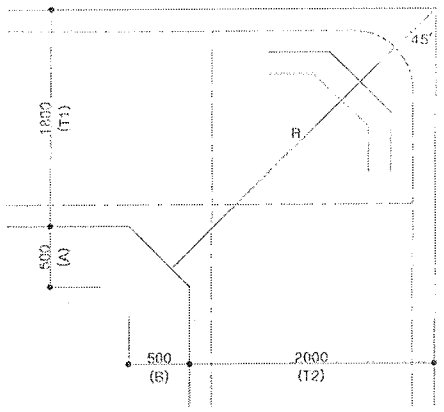
= 11506.539 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8EA

∴ Total As = 12707.200 mm² > Req'd As (= 11506.539 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 3906.138 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 3906.138 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 3040.559 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5139.200 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3906.14 \times 10^6}{3040.559^2 \times 1000} = 2.113 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 3906.14 \times 10^6}{3040.559 \times 180} = 14274.195 \text{ mm}^2$$

Asb = 5139.200 mm²

Req'd As = As - Asb

= 14274.195 mm² - 5139.200 mm²

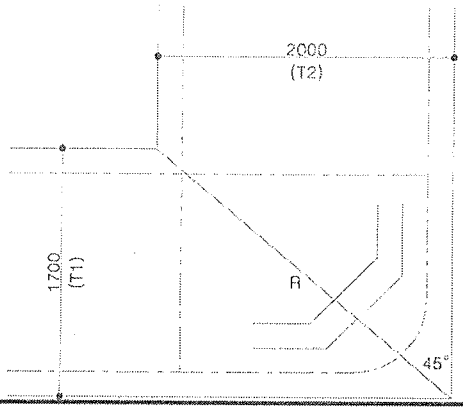
= 9134.995 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 8EA

∴ Total As = 10278.400 mm² > Req'd As (= 9134.995 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 4053.726 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 4053.726 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2624.881$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5746.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4053.73 \times 10^6}{2624.881^2 \times 1000} = 2.942 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 4053.73 \times 10^6}{2624.881 \times 180} = 17159.407 \text{ mm}^2$$

Asb = 5746.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 17159.407 mm² - 5746.400 mm²

= 11413.007 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8EA

∴ Total As = 12707.200 mm² > Req'd As (= 11413.007 mm²) ----------> O.K !!!

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	1817	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	230.923	O.K	1.85
		중앙부	2	1676	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	175.795	O.K	1.41
		우측	3	1817	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	236.228	O.K	1.89
하부슬래브	1경간	좌측	4	1555	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	159.183	O.K	1.27
		중앙부	5	1620	H32 - 8.0EA	125	174.007	O.K	1.39
		우측	6	1555	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	163.581	O.K	1.31
좌측벽체	1층	상부	7	2017	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	168.467	O.K	1.35
		추가	8	1874	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	142.982	O.K	1.14
		중앙부	9	1920	H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	10	1855	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	167.053	O.K	1.34
우측벽체	1층	상부	11	2017	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	171.571	O.K	1.37
		추가	12	1869	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	165.539	O.K	1.32
		중앙부	13	1920	H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	14	1855	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	169.108	O.K	1.35

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3037.195 x 1000000 / [10278.400 x (1816.667 - 444.375/3)]
= 177.097 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1816.7/(7x10278.400)]
= 444.375 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 177.10) - 2.5 x 85.50 = 230.92 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 177.10) = 355.74 mm
Sa는 작은 값인 230.92 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 230.92 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3285.663 x 1000000 / [9192.800 x (1675.905 - 404.509/3)]
= 231.928 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9192.800/1000.0 + 7x9192.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1675.9/(7x9192.800)]
= 404.509 mm

사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 124.1 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 231.93) - 2.5 x 65.50 = 175.79 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 231.93) = 271.64 mm
Sa는 작은 값인 175.79 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 175.79 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3001.389 x 1000000 / [10278.400 x (1816.667 - 444.375/3)]
= 175.009 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1816.7/(7x10278.400)]
= 444.375 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 175.01) - 2.5 x 85.50 = 236.23 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 175.01) = 359.98 mm
Sa는 작은 값인 236.23 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 236.23 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3464.501 x 1000000 / [11492.800 x (1555.283 - 426.222/3)]
= 213.309 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11492.800/1000.0 + 7x11492.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1555.3/(7x11492.800)]
= 426.222 mm

사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 213.31) - 2.5 x 84.00 = 159.18 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 213.31) = 295.35 mm
Sa는 작은 값인 159.18 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 159.18 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2258.140 x 1000000 / [6353.600 x (1620.000 - 337.726/3)]
= 235.774 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1620.0/(7x6353.600)]
= 337.726 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 235.77) - 2.5 x 64.00 = 174.01 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 235.77) = 267.21 mm
Sa는 작은 값인 174.01 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 174.01 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3423.716 x 1000000 / [11492.800 x (1555.283 - 426.222/3)]
= 210.797 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11492.800/1000.0 + 7x11492.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1555.3/(7x11492.800)]
= 426.222 mm

사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 210.80) - 2.5 x 84.00 = 163.58 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 210.80) = 298.87 mm
Sa는 작은 값인 163.58 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 163.58 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3937.857 x 1000000 / [10278.400 x (2016.667 - 471.531/3)]
= 206.035 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2016.7/(7x10278.400)]
= 471.531 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 206.03) - 2.5 x 85.50 = 168.47 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 206.03) = 305.77 mm
Sa는 작은 값인 168.47 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 168.47 mm) ∴ O.K

8) 좌측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3018.271 x 1000000 / [7773.200 x (1873.926 - 400.440/3)]
= 223.099 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7773.200/1000.0 + 7x7773.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1873.9/(7x7773.200)]
= 400.440 mm

사용철근량 = 7773.2 mm² (철근도심 : 126.1 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA. H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 223.10) - 2.5 x 84.00 = 142.98 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 223.10) = 282.39 mm
Sa는 작은 값인 142.98 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 142.98 mm) ∴ O.K

9) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4075.822 x 1000000 / [11492.800 x (1855.283 - 471.806/3)]
= 208.856 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11492.800/1000.0 + 7x11492.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1855.3/(7x11492.800)]
= 471.806 mm

사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 208.86) - 2.5 x 84.00 = 167.05 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 208.86) = 301.64 mm
Sa는 작은 값인 167.05 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 167.05 mm) ∴ O.K

10) 우측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3906.138 x 1000000 / [10278.400 x (2016.667 - 471.531/3)]
= 204.375 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x2016.7/(7x10278.400)]
= 471.531 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 204.38) - 2.5 x 85.50 = 171.57 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 204.38) = 308.26 mm
Sa는 작은 값인 171.57 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 171.57 mm) ∴ O.K

11) 우측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3020.014 x 1000000 / [8316.000 x (1869.101 - 411.891/3)]
= 209.699 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8316.000/1000.0 + 7x8316.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1869.1/(7x8316.000)]
= 411.891 mm

사용철근량 = 8316.0 mm² (철근도심 : 130.9 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 209.70) - 2.5 x 84.00 = 165.54 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 209.70) = 300.43 mm
Sa는 작은 값인 165.54 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 165.54 mm) ∴ O.K

12) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4053.726 x 1000000 / [11492.800 x (1855.283 - 471.806/3)]
= 207.724 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11492.800/1000.0 + 7x11492.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1855.3/(7x11492.800)]
= 471.806 mm

사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 207.72) - 2.5 x 84.00 = 169.11 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 207.72) = 303.29 mm
Sa는 작은 값인 169.11 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 169.11 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 14.755 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.80 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 14.755 / 28

T = 0.527 m < 1.800 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

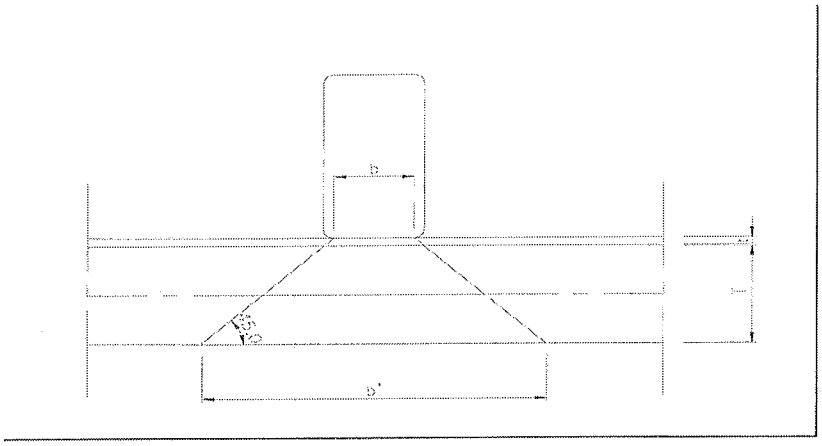
1) 고정하중

- 구체자중 = 2066.313 / 16.755 = 123.33 kN/m²
- 상부연직하중 = 167.98 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 12.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

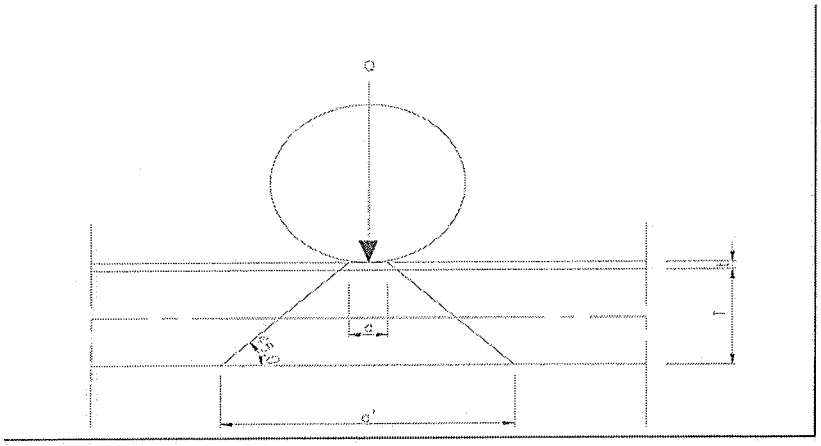


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 1700 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.700 + 0.080) × cot 45°

= 4.060 m



a' = 0.200 + 2 × (1.700 + 0.080) × cot 45°

= 3.760 m

Qz = 96.0 / (4.060 × 3.760 6.289 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 123.33 + 167.97 + 12.00 + 1.84 + 6.29

= 311.429 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력 : Hansen식 사용

Qu = c Nc sc dc ic gc bc + q Nq sq dq iq gq bq + 1/2 r1 B' Nr sr dr ir gr br

ϕ=0 일때, Qu = [5.14c (1 + sc' + dc' - ic' - gc' - bc') + q]

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력 (kN)

c : 지반의 점착력 (kN/m²)

q : 상재하중 (kN/m²), q = r2 x Df

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량 (kN/m³)

다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B : 기초의 폭(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수 (Nc=42.066, Nq=29.345, Nr=28.650)

sc,sq,sr,si : 기초의 형상계수

ic,iq,ir,ii : 기초의 근입깊이계수

gc,gq,gr,gi : 하중의 경사계수

bc,bq,br,bi : 지반계수

註) 기초저면의 경사(β)가 없으므로 bc,bq,br,bc'는 적용하지 않는다.

si와 ii를 함께 사용하지 않으므로 ic,iq,ir,ic'는 적용하지 않는다.

c = 0.000 kN/m² r1 = 10.000 kN/m³ r2 = 10.000 kN/m³

Df = 1.000 m B = 16.755 m q = 10.000 kN/m²

L = 16.755 m

Φ = 15 + √12N = 33.974 , N = 30

Nq = $e^{\pi \tan\Phi} \tan^2(45+\Phi/2)$

Nc = (Nq-1) cotΦ

Nr = 1.5(Nq-1) tanΦ

sc = 1 + Nq/Nc x B/L = 1.416

sc' = 0.2 B/L = 0.119

sq = 1 + B/L x tanΦ = 1.402

sr = 1 - 0.4 B/L = 0.762

dc = 1 + 0.4k = 1.024, D/B > 1 : k=tan-1(D/B) , D/B ≤ 1 : k=D/B (rad)

dc' = 0.4k = 0.024

dq = 1 + 2tanΦ(1-sinΦ)² k = 1.016

dr = 1

gc = 1 - β/147 = 1.000

gc' = β/147 = 0.000

gq = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

gr = (1-0.5tanβ)*(1-0.5tanβ)⁴ = 1.000

Qu = 0.000 × 42.066 × 1.416 × 1.024 × 1.000 +

10.000 × 29.345 × 1.402 × 1.016 × 1.000 +

0.5 × 10.000 × 16.755 × 28.650 × 0.762 × 1.000 × 1.000 = 2245.553 kN/m²

Qa = Qu / 3 = 2245.553 / 3 = 748.518 kN/m² > 600.000 kN/m²

Qa' = 812.27 kN/m² > Qmax = 311.429 kN/m² ..... O.K !!!

(3) 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	16.755	×	1.800	×	25.000		=	753.975	kN/m
- 하부슬래브	:	16.755	×	1.700	×	25.000		=	712.088	kN/m
- 벽체	:	2.000	×	5.940	×	25.000		=	297.000	kN/m
	:	2.000	×	5.940	×	25.000		=	297.000	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000		=	6.250	kN/m
- 포장	:	11.155	×	0.040	×	23.000		=	10.263	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	× 2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	16.755	×	1.000	×	19.000		=	318.345	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	16.755	×	8.238	×	10.000		=	1380.277	kN/m
- 수직수압	:	16.755	×	8.238	×	10.000		=	1380.277	kN/m
							∴ Σ	=	5155.474	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$ 로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 8.238 \times 19.000 + 8.238^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 180.473$ kN/m

∴ Σ = 3.458 + 180.473 = 183.931 kN/m

(3) 저항력

R = 5155.474 + 183.931 = 5339.405 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 16.755 × 17.678 × 10.000

= 2961.949 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 5339.405 / 2961.949

= 1.803 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -5.5 m (보링주상도 ATB-1 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	16.755	×	1.800	×	25.000			=	753.975	kN/m
- 하부슬래브	:	16.755	×	1.700	×	25.000			=	712.088	kN/m
- 벽체	:	2.000	×	5.940	×	25.000	×	2	=	594.000	kN/m
	:	2.000	×	5.940	×	25.000	×	2	=	594.000	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250	kN/m
- 포장	:	11.155	×	0.040	×	23.000			=	10.263	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	16.755	×	5.500	×	19.000			=	1750.898	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	16.755	×	3.738	×	10.000			=	626.302	kN/m
- 수직수압	:	16.755	×	3.738	×	10.000			=	626.302	kN/m
							∴ Σ		=	5674.076	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 5.500^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 104.596$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 5.500 \times 3.738 \times 19.000 + 3.738^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 167.603$ kN/m

∴ $\Sigma = 104.596 + 167.603 = 272.198$ kN/m

(3) 저항력

$R = 5674.076 + 272.198 = 5946.275$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 16.755 \times 13.178 \times 10.000$

$= 2207.974$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 5946.275 / 2207.974$

$= 2.693 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비

대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{712.088}{16.755 \times 10.000 \times 1.100} = 3.864 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.864 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{1009.088}{16.755 \times 10.000 \times 1.100} = 5.475 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 5.475 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{1015.338}{16.755 \times 10.000 \times 1.100} = 5.509 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 5.509 m 이하유지

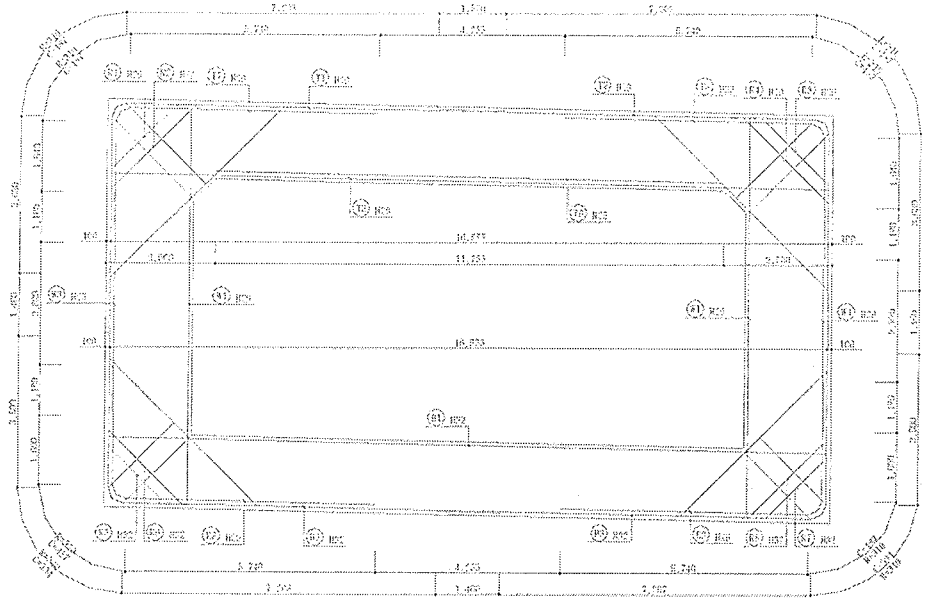
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{2066.313}{16.755 \times 10.000 \times 1.100} = 11.211 \text{ m}$$

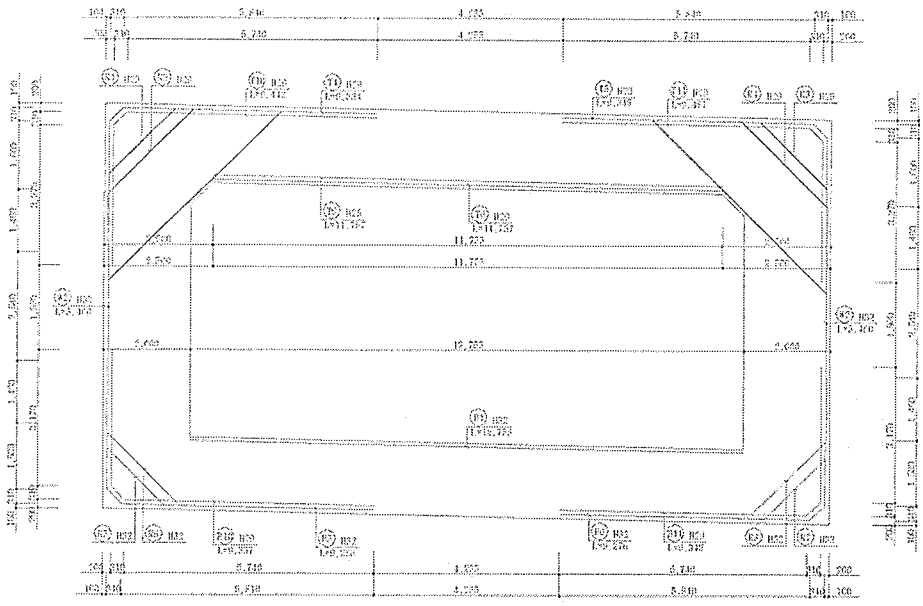
∴ 구조물 저면으로 부터 11.211 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)

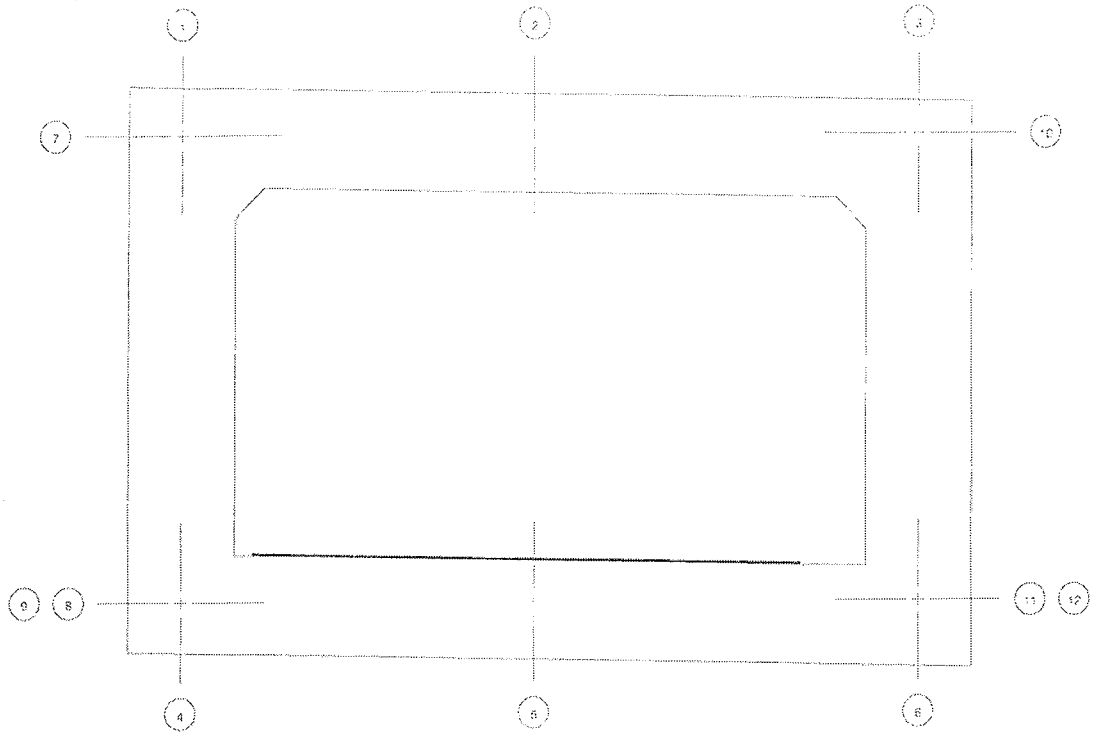


B13

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1619	3919.0	5079.7	7413.2	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	9735.6	1.30
		중앙부	2	1000	1487	3667.9	4548.2	7594.6	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.4	1.24
		우측	3	1000	1619	3863.5	5079.7	7303.8	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	9735.6	1.31
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	1455	3583.6	5295.2	7587.2	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.8	1.48
		중앙부	5	1000	1487	2240.2	4548.2	4553.5	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.4	2.03
		우측	6	1000	1455	3546.1	5295.2	7504.0	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.8	1.49
좌측벽체	1층	상부	7	1000	1819	5073.0	9423.3	-	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	10530.0	1.86
		중앙부	8	1000	1720	1990.3	7862.9	-	H16 - 4.0EA	12287.2	3.95
		하부	9	1000	1655	4061.4	10151.7	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	12287.2	2.50
우측벽체	1층	상부	10	1000	1819	5025.5	9466.4	-	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	10530.0	1.88
		중앙부	11	1000	1720	1990.4	7862.5	-	H16 - 4.0EA	12287.2	3.95
		하부	12	1000	1655	4023.0	10133.8	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	12287.2	2.52

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	3	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	5	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측	6	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	8	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		하부	9	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
우측 벽체	1 층	상부	10	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	11	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		하부	12	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	㎟		㎜	㎟	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	943.6	1640.2	1679.89	2.00	239.73	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	965.6	349.5	1342.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	943.6	1640.3	1679.89	2.00	239.79	H13	150	253.40	O.K
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	945.2	1072.1	2101.31	2.00	43.57	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	965.6	427.0	1556.12	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	945.2	1066.6	2101.31	2.00	41.71	H16	150	397.20	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1183.4	832.7	1183.38	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	8	1247.8	897.5	1247.76	-	-	-	-	-	O.K
		하부	9	1200.8	1061.7	1200.81	-	-	-	-	-	O.K
우측 벽체	1 층	상부	10	1183.4	832.9	1183.38	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	11	1247.8	897.0	1247.76	-	-	-	-	-	O.K
		하부	12	1200.8	1061.8	1200.81	-	-	-	-	-	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	1619	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	208.270	O.K	1.67
		중앙부	2	1487	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	215.169	O.K	1.72
		우측	3	1619	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	213.769	O.K	1.71
하부슬래브	1경간	좌측	4	1455	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	274.774	O.K	2.20
		중앙부	5	1487	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	480.003	O.K	3.84
		우측	6	1455	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	279.427	O.K	2.24
좌측벽체	1층	상부	7	1819	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	148.751	O.K	1.19
		중앙부	8	1720	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	9	1655	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	266.116	O.K	2.13
우측벽체	1층	상부	10	1819	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	151.816	O.K	1.22
		중앙부	11	1720	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	12	1655	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	270.136	O.K	2.16

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 B13 (내공 : 10.65M × 5.94M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 Sb
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 10.000 kN/m² (∵ 토피 : 11.607 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ = 0.500

9) 설계방법

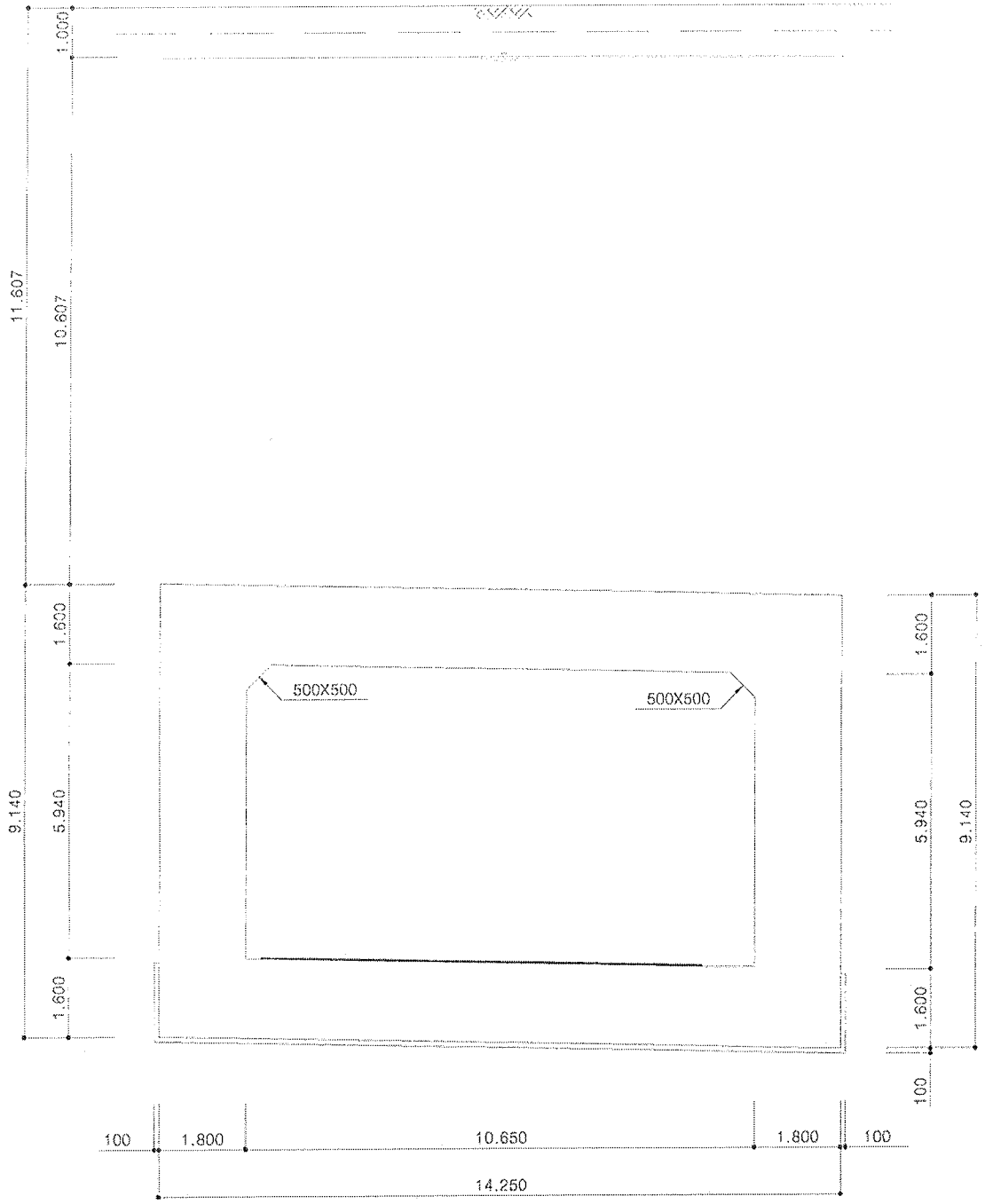
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


1.000
11.607
10.607
1.600
9.140
5.940
1.600
500X500
500X500
1.600
5.940
9.140
1.600
100
100
1.800
10.650
1.800
100
14.250

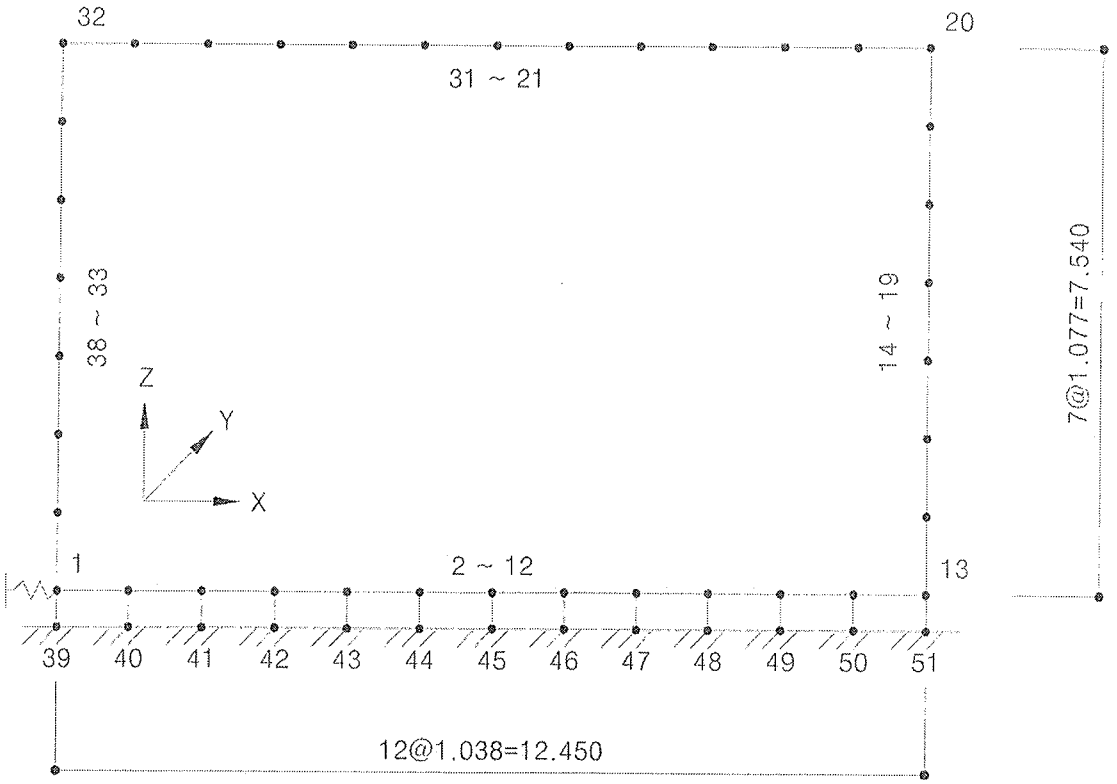
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

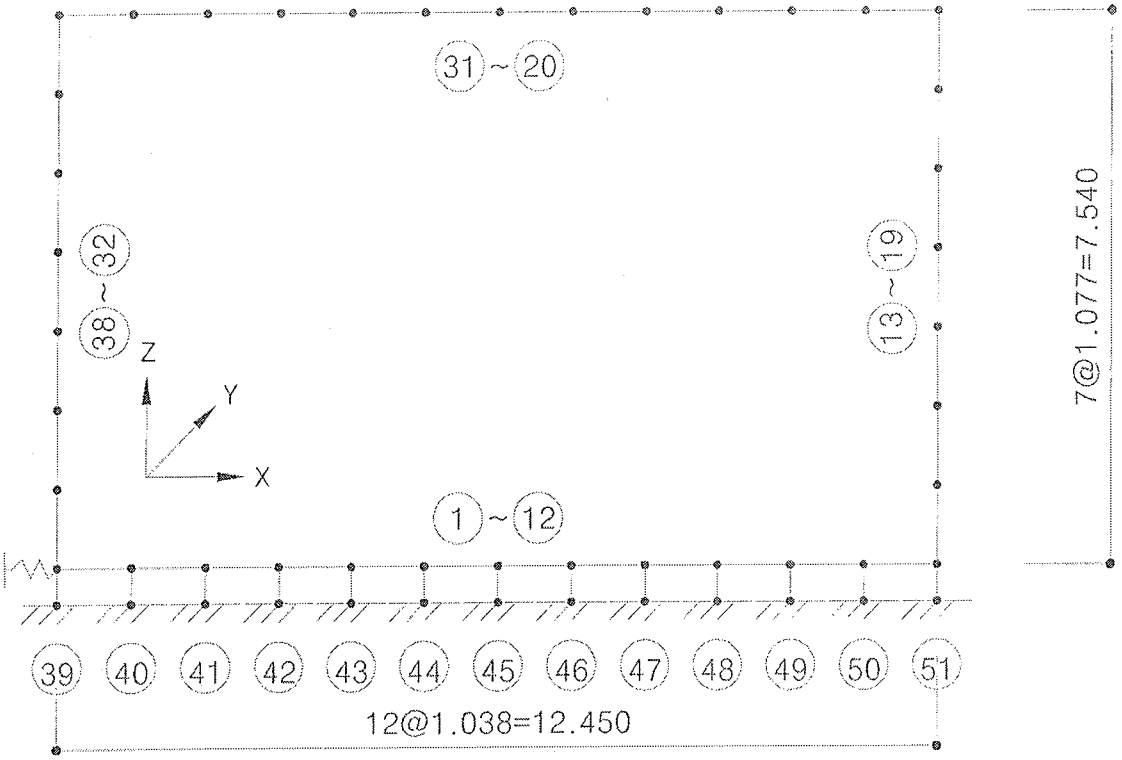
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

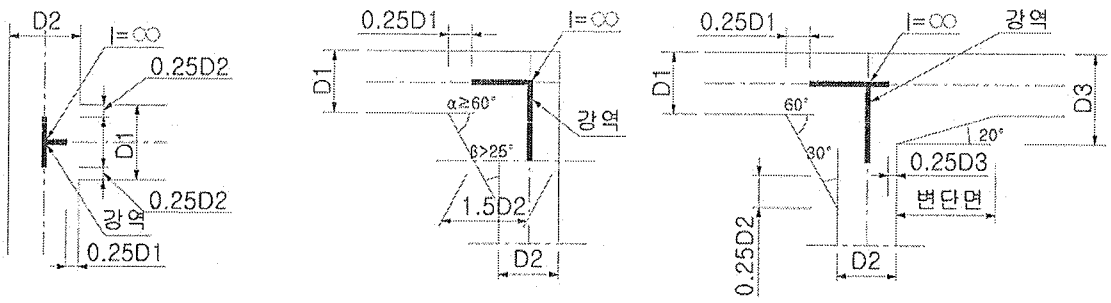
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.600 × 1.000	= 1.600	0.34133	1~12,20~31
2	1.800 × 1.000	= 1.800	0.48600	13~19,32~38

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	27	5.188	8.040
2	1.038	0.500	28	4.150	8.040
3	2.075	0.500	29	3.112	8.040
4	3.112	0.500	30	2.075	8.040
5	4.150	0.500	31	1.038	8.040
6	5.188	0.500	32	0.000	8.040
7	6.225	0.500	33	0.000	6.963
8	7.263	0.500	34	0.000	5.886
9	8.300	0.500	35	0.000	4.809
10	9.338	0.500	36	0.000	3.731
11	10.375	0.500	37	0.000	2.654
12	11.413	0.500	38	0.000	1.577
13	12.450	0.500	39	0.000	0.000
14	12.450	1.577	40	1.038	0.000
15	12.450	2.654	41	2.075	0.000
16	12.450	3.731	42	3.112	0.000
17	12.450	4.809	43	4.150	0.000
18	12.450	5.886	44	5.188	0.000
19	12.450	6.963	45	6.225	0.000
20	12.450	8.040	46	7.263	0.000
21	11.413	8.040	47	8.300	0.000
22	10.375	8.040	48	9.338	0.000
23	9.338	8.040	49	10.375	0.000
24	8.300	8.040	50	11.413	0.000
25	7.263	8.040	51	12.450	0.000
26	6.225	8.040			

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 32 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1800 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 32 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 20 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1800 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(4) 20 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1800 / 2 - 0.25 × 1600 = 500 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1800 = 350 mm

(7) 13 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1800 / 2 - 0.25 × 1600 = 500 mm

(8) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

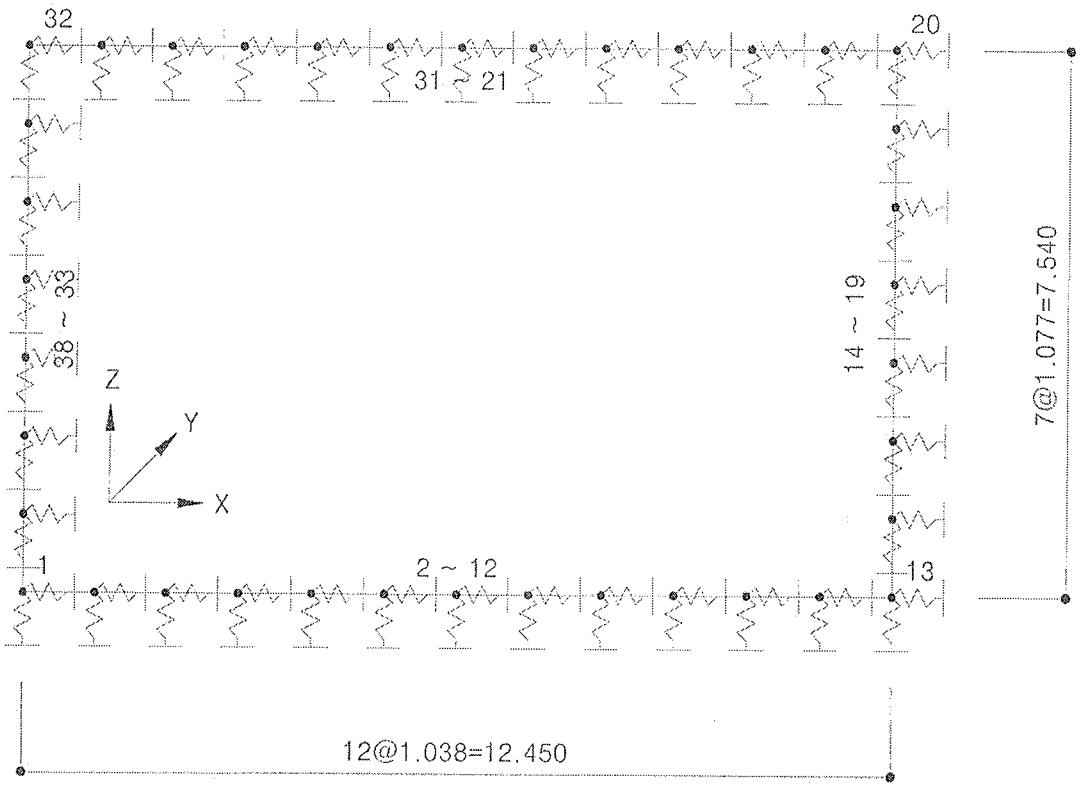
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1800 = 350 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

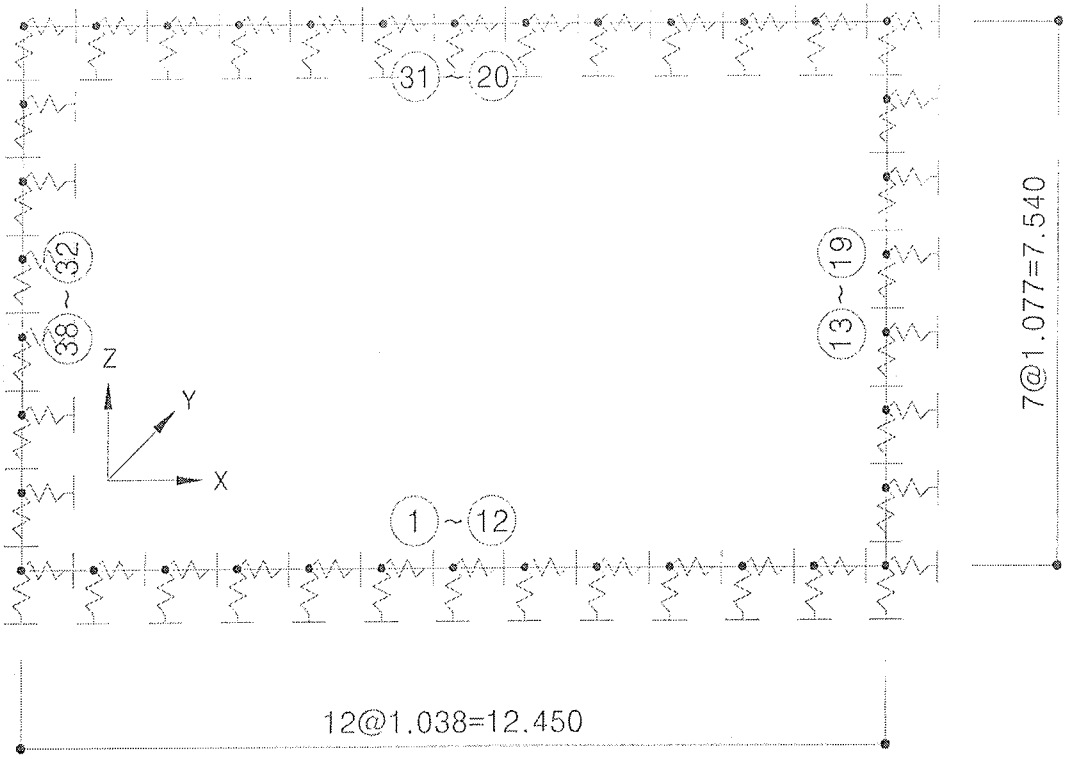
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

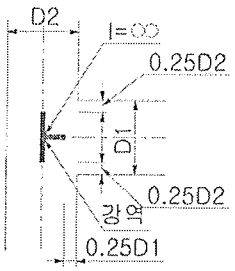
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.600 × 1.000	= 1.600	0.34133	1~12,20~31
2	1.800 × 1.000	= 1.800	0.48600	13~19,32~38

3) 단면좌표

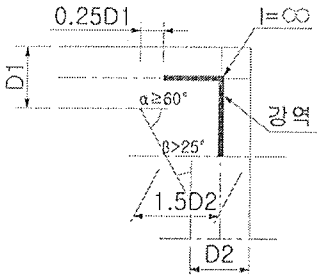
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	20	12.450	7.540
2	1.038	0.000	21	11.413	7.540
3	2.075	0.000	22	10.375	7.540
4	3.112	0.000	23	9.338	7.540
5	4.150	0.000	24	8.300	7.540
6	5.188	0.000	25	7.263	7.540
7	6.225	0.000	26	6.225	7.540
8	7.263	0.000	27	5.188	7.540
9	8.300	0.000	28	4.150	7.540
10	9.338	0.000	29	3.112	7.540
11	10.375	0.000	30	2.075	7.540
12	11.413	0.000	31	1.038	7.540
13	12.450	0.000	32	0.000	7.540
14	12.450	1.077	33	0.000	6.463
15	12.450	2.154	34	0.000	5.386
16	12.450	3.231	35	0.000	4.309
17	12.450	4.309	36	0.000	3.231
18	12.450	5.386	37	0.000	2.154
19	12.450	6.463	38	0.000	1.077

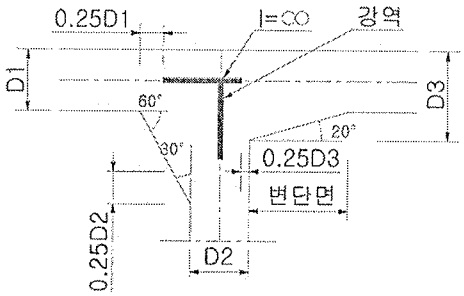
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 32 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1800 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 32 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 20 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1800 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(4) 20 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1600 / 2 + 500 - (1800 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1800 / 2 - 0.25 × 1600 = 500 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1800 = 350 mm

(7) 13 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1800 / 2 - 0.25 × 1600 = 500 mm

(8) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1800 = 350 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 2000000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B = √(14.250 × 14.250) = 14.25 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 2000000 = 6666670.00 kN/m³

Kv = 6666670.000 × (14.250 / 0.3)^(-3 / 4) = 368458.65 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.800/2 + 1.038/2) = 522751 kN/m	1.13
Kv2	Kv x (1.038/2 + 1.038/2) = 382276 kN/m	2~12
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	7

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 실트 섞인 자갈(GM) (EL. : 9.351 ~ -3.650, N=17)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 17^(1/3) = 205.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 205.7 = 205.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 205.7^2 = 86264.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 86264.0 = 227737.0 kN/m^2

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 17^(1/3) = 205.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 205.7 = 164.6 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 164.6^2 = 55236.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 55236.0 = 145823.0 kN/m^2

(2) 풍화토 (EL. : -3.650 ~ -4.650, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 50^(1/3) = 294.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 294.7 = 294.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 294.7^2 = 177060.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 177060.0 = 467438.4 kN/m^2

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 50^(1/3) = 294.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 294.7 = 235.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 235.8^2 = 113357.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 113357.0 = 299262.5 kN/m^2

(3) 연암 (EL. : -4.650 ~ -20.650, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 50^(1/3) = 294.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 294.7 = 294.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 294.7^2 = 177060.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 177060.0 = 467438.4 kN/m^2

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 50^(1/3) = 294.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 294.7 = 235.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 235.8² = 113357.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 113357.0 = 299262.5 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제4토층 ,실트 섞인 자갈(GM)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(14.250 × 14.250) = 14.250 m
Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 227737.0 = 1518246.67 kN/m³
Kv = 1518246.670 × (14.250 / 0.3)^(-3 / 4) = 83911.62 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 83911.620 = 27970.54 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제6토층 , 연암

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(14.250 × 14.250) = 14.250 m
Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 467438.4 = 3116256.00 kN/m³
Kv = 3116256.000 × (14.250 / 0.3)^(-3 / 4) = 172231.63 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 172231.630 = 57410.54 kN/m³

(3) 측벽 : 제4토층 , 실트 섞인 자갈(GM)

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(9.140 × 9.140) = 9.140 m
Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 227737.0 = 1518246.67 kN/m³
Kh = 1518246.670 × (9.140 / 0.3)^(-3 / 4) = 117077.55 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 117077.550 = 39025.85 kN/m³

(4) 측벽 : 제5토층 , 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(9.140 × 9.140) = 9.140 m
Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 467438.4 = 3116256.00 kN/m³
Kh = 3116256.000 × (9.140 / 0.3)^(-3 / 4) = 240305.89 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 240305.890 = 80101.96 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.038/2 + 1.038/2) = 87058 kN/m	21~31
Ksb1	Ksb x (1.038/2 + 1.038/2) = 29019 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.077/2 + 1.077/2) = 258843 kN/m	14~19,33~38
Kss1	Kss x (1.077/2 + 1.077/2) = 86281 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.038/2 + 1.038/2) = 178690 kN/m	2~12
Ksb1	Ksb x (1.038/2 + 1.038/2) = 59563 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.800/2 + 1.038/2) = 244354 kN/m	1,13
Ksb1	Kh x (1.077/2 + 1.600/2) = 321666 kN/m	
Kv2	Kv x (1.038/2 + 1.800/2) = 119050 kN/m	20,32
Ksb2	Kh x (1.077/2 + 1.600/2) = 156716 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제4토층 ,실트 섞인 자갈(GM)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(14.250 × 14.250) = 14.250 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 145823.0 = 972153.33 kN/m³

Kv = 972153.330 × (14.250 / 0.3)^(-3 / 4) = 53729.72 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 53729.720 = 17909.91 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제6토층 , 연암

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(14.250 × 14.250) = 14.250 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 299262.5 = 1995083.33 kN/m³

Kv = 1995083.330 × (14.250 / 0.3)^(-3 / 4) = 110265.80 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 110265.800 = 36755.27 kN/m³

(3) 측벽 : 제4토층 , 실트 섞인 자갈(GM)

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(9.140 × 9.140) = 9.140 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 145823.0 = 972153.33 kN/m³

Kh = 972153.330 × (9.140 / 0.3)^(-3 / 4) = 74966.30 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 74966.300 = 24988.77 kN/m³

(4) 측벽 : 제5토층 , 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(9.140 × 9.140) = 9.140 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 299262.5 = 1995083.33 kN/m³

Kh = 1995083.330 × (9.140 / 0.3)^(-3 / 4) = 153848.17 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 153848.170 = 51282.72 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.038/2 + 1.038/2) = 55745 kN/m	21~31
Ksb1	Ksb x (1.038/2 + 1.038/2) = 18582 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.077/2 + 1.077/2) = 165716 kN/m	14~19,33~38
Kss1	Kss x (1.077/2 + 1.077/2) = 55239 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.038/2 + 1.038/2) = 114401 kN/m	2~12
Ksb1	Ksb x (1.038/2 + 1.038/2) = 38134 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.800/2 + 1.038/2) = 156440 kN/m	1,13
Ksb1	Kh x (1.077/2 + 1.600/2) = 205937 kN/m	
Kv2	Kv x (1.038/2 + 1.800/2) = 76229 kN/m	20,32
Ksb2	Kh x (1.077/2 + 1.600/2) = 100348 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

	성능기준 / 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
설계지진	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수, I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반 분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.11 = 0.063
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.11 = 0.154

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500 kN/m²
- 토 사	: 11.107 × 19.00	=	211.033 kN/m²
	∴ Total Wd1	=	222.533 kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500 kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00	=	9.500 kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 10.607 × 10.00	=	106.070 kN/m²
	∴ Total Wd2	=	127.070 kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D.m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D.m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 11.607m

- Wl1 = 10.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 10.000 × 0.500 = 5.000 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 11.907 × 19.000) × 0.500 = 118.867 kN/m²
Wh2 = 118.867 + 1.077 × 19.000 × 0.500 = 129.099 kN/m²
Wh3 = 129.099 + 1.077 × 19.000 × 0.500 = 139.333 kN/m²
Wh4 = 139.333 + 1.077 × 19.000 × 0.500 = 149.565 kN/m²
Wh5 = 149.565 + 1.077 × 19.000 × 0.500 = 159.799 kN/m²
Wh6 = 159.799 + 1.077 × 19.000 × 0.500 = 170.031 kN/m²
Wh7 = 170.031 + 1.077 × 19.000 × 0.500 = 180.265 kN/m²
Wh8 = 180.265 + 1.077 × 19.000 × 0.500 = 190.497 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 11.407 × 10.0C = 67.535 kN/m²
Wh2 = 67.535 + 1.077 × 10.000 × 0.500 = 72.921 kN/m²
Wh3 = 72.921 + 1.077 × 10.000 × 0.500 = 78.306 kN/m²
Wh4 = 78.306 + 1.077 × 10.000 × 0.500 = 83.692 kN/m²
Wh5 = 83.692 + 1.077 × 10.000 × 0.500 = 89.078 kN/m²
Wh6 = 89.078 + 1.077 × 10.000 × 0.500 = 94.464 kN/m²
Wh7 = 94.464 + 1.077 × 10.000 × 0.500 = 99.849 kN/m²
Wh8 = 99.849 + 1.077 × 10.000 × 0.500 = 105.235 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 10.607 × 10.000 = 106.070 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 11.407 × 10.000 = 114.070 kN/m²
Ww3 = 114.070 + 1.077 × 10.000 = 124.842 kN/m²
Ww4 = 124.842 + 1.077 × 10.000 = 135.613 kN/m²
Ww5 = 135.613 + 1.077 × 10.000 = 146.384 kN/m²
Ww6 = 146.384 + 1.077 × 10.000 = 157.156 kN/m²
Ww7 = 157.156 + 1.077 × 10.000 = 167.927 kN/m²
Ww8 = 167.927 + 1.077 × 10.000 = 178.699 kN/m²
Ww9 = 178.699 + 1.077 × 10.000 = 189.470 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww10 = (11.607 + 9.140 - 1.000) × 10.000 = 197.470 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	0.143	248.600	198.900	19.000	0.002	0.003
실트섞인자갈 (GM)	2.700	153.000	122.400	20.000	0.071	0.088
실트섞인점토 (CL)	3.000	160.000	128.000	20.000	0.075	0.094
점토섞인모래 (SC)	2.800	177.900	142.300	20.000	0.063	0.079
실트섞인자갈 (GM)	4.500	205.700	164.600	20.000	0.088	0.109
풍화토	1.000	294.700	235.800	20.000	0.014	0.017
연암	15.857	294.700	235.800	20.000	0.215	0.269
계					0.528	0.659

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.528 = 0.660	1.25 Tg' = 1.25 × 0.659 = 0.824

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.110/(2.5×0.110) = 0.400	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.110/(2.5×0.110) = 0.400
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.400 = 0.080	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.400 = 0.080

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

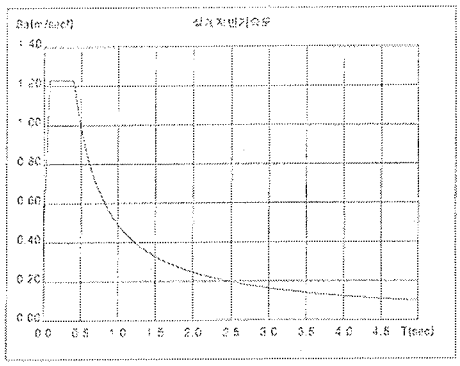
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 0.746 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.223 m/s²

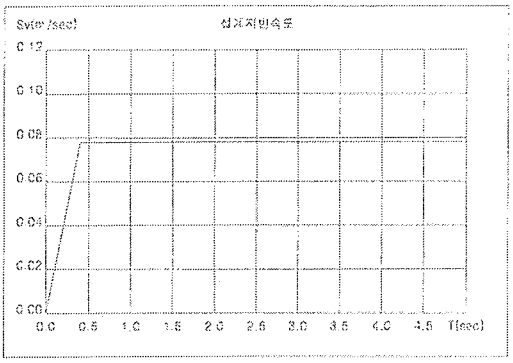
5) 속도 응답스펙트럼(Sv)　　- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.660 / 2π × 0.746 = 0.078 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.824 / 2π × 1.223 = 0.160 m/s

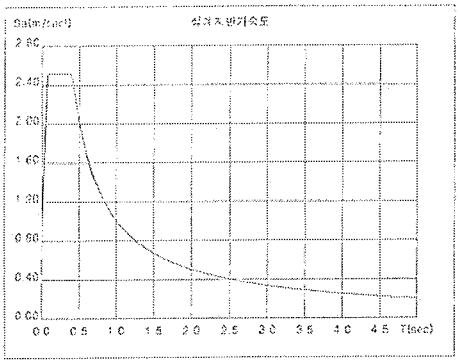
6) 설계응답 응답스펙트럼

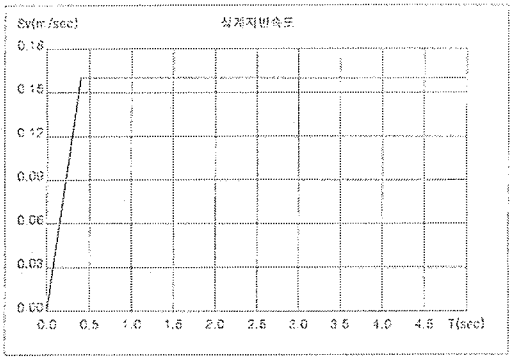
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL.　　=　12.407 m
- 하부슬래브 EL.　　=　19.947 m
- 기반암 심도(H)　　=　30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.078 \times 0.660 \times \cos(\pi \times 12.407 / (2 \times 30.000)) = 0.008307$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.078 \times 0.660 \times \cos(\pi \times 19.947 / (2 \times 30.000)) = 0.005241$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.160 \times 0.824 \times \cos(\pi \times 12.407 / (2 \times 30.000)) = 0.021274$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.160 \times 0.824 \times \cos(\pi \times 19.947 / (2 \times 30.000)) = 0.013422$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 27970.540 \times (0.008307 - 0.005241)$ $= 85.758\ kN/m^2$	$Po = 17909.910 \times (0.021274 - 0.013422)$ $= 140.629\ kN/m^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m^3)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m^2)
12.407	117077.550	0.008307	0.003066	358.960
13.484	240305.890	0.007938	0.002697	648.105
14.561	240305.890	0.007544	0.002303	553.424
15.638	240305.890	0.007126	0.001885	452.977
16.716	240305.890	0.006685	0.001444	347.002
17.793	240305.890	0.006223	0.000982	235.980
18.870	240305.890	0.005741	0.000500	120.153
19.947	240305.890	0.005241	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m^3)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m^2)
12.407	74966.300	0.021274	0.007852	588.635
13.484	153848.170	0.020330	0.006908	1062.783
14.561	153848.170	0.019321	0.005899	907.550
15.638	153848.170	0.018250	0.004828	742.779
16.716	153848.170	0.017120	0.003698	568.931
17.793	153848.170	0.015937	0.002515	386.928
18.870	153848.170	0.014703	0.001281	197.080
19.947	153848.170	0.013422	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

$Vu = Gd \times Uh1$, $Vb = Gd \times Uh2$, $Vs = (Vu + Vb) / 2$

$Uh1 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zu/(2 \times H))$

$Uh2 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zb/(2 \times H))$

구분	기능수행수준(kN/m^2)	붕괴방지수준(kN/m^2)
Vu	86264.000 × 0.000312 = 26.910	55236.000 × 0.000799 = 44.130
Vb	177060.000 × 0.000460 = 81.450	113357.000 × 0.001179 = 133.650
Vs	(26.910 + 81.450) / 2 = 54.180	(44.130 + 133.650) / 2 = 88.890

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.600×25.000×0.063×(1 - 0.015×11.607) = 2.081	fu = 1.600×25.000×0.154×(1 - 0.015×11.607) = 5.088

② 하부슬래브

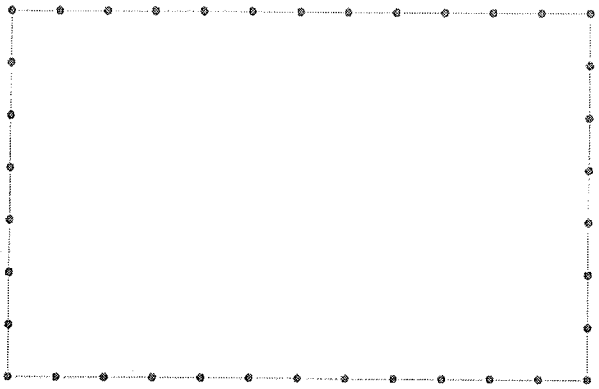
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.600×25.000×0.063×(1 - 0.015×19.147) = 1.796	fb = 1.600×25.000×0.154×(1 - 0.015×19.147) = 4.391

③ 측벽

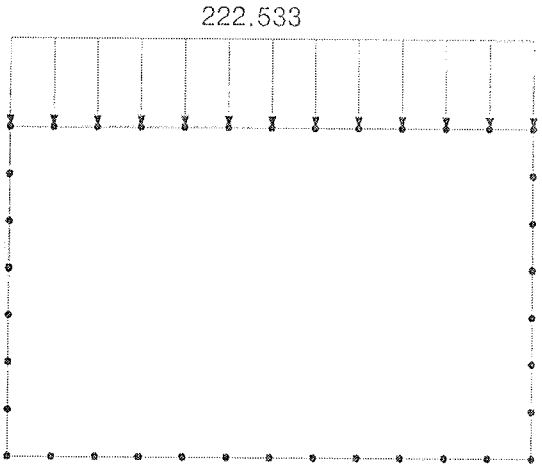
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 1.800×25.000×0.063×(1-0.015×11.607) = 2.341	f1 = 1.800×25.000×0.154×(1-0.015×11.607) = 5.723
f2 = 1.800×25.000×0.063×(1-0.015×12.684) = 2.296	f2 = 1.800×25.000×0.154×(1-0.015×12.684) = 5.611
f3 = 1.800×25.000×0.063×(1-0.015×13.761) = 2.250	f3 = 1.800×25.000×0.154×(1-0.015×13.761) = 5.500
f4 = 1.800×25.000×0.063×(1-0.015×14.838) = 2.204	f4 = 1.800×25.000×0.154×(1-0.015×14.838) = 5.388
f5 = 1.800×25.000×0.063×(1-0.015×15.916) = 2.158	f5 = 1.800×25.000×0.154×(1-0.015×15.916) = 5.276
f6 = 1.800×25.000×0.063×(1-0.015×16.993) = 2.112	f6 = 1.800×25.000×0.154×(1-0.015×16.993) = 5.164
f7 = 1.800×25.000×0.063×(1-0.015×18.070) = 2.067	f7 = 1.800×25.000×0.154×(1-0.015×18.070) = 5.052
f8 = 1.800×25.000×0.063×(1-0.015×19.147) = 2.021	f8 = 1.800×25.000×0.154×(1-0.015×19.147) = 4.940

10. 하 중 재 하 (상시)

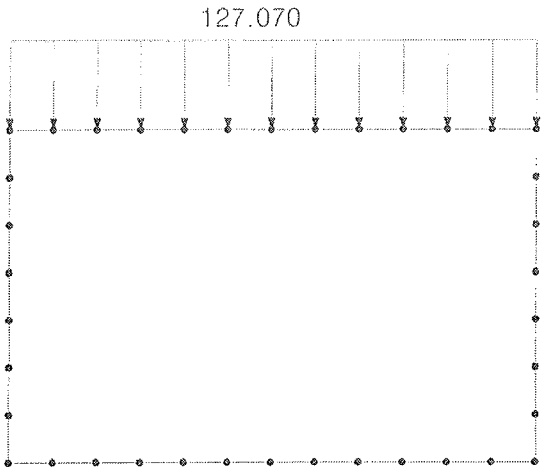
1) CASE1 - 구체자중(SW)



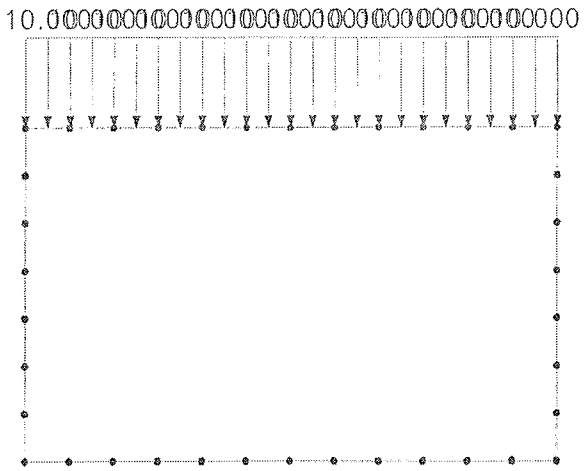
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



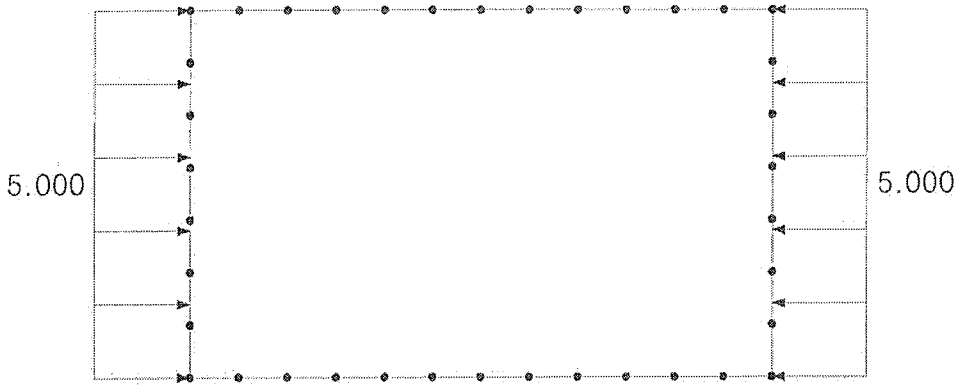
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



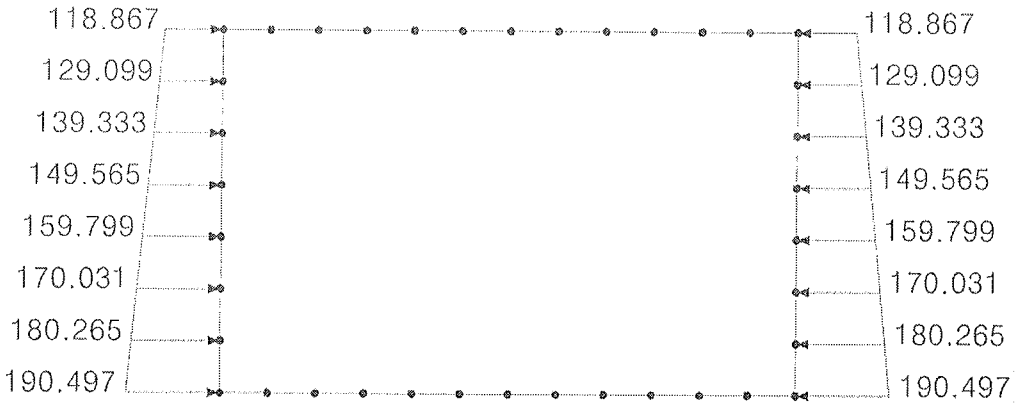
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



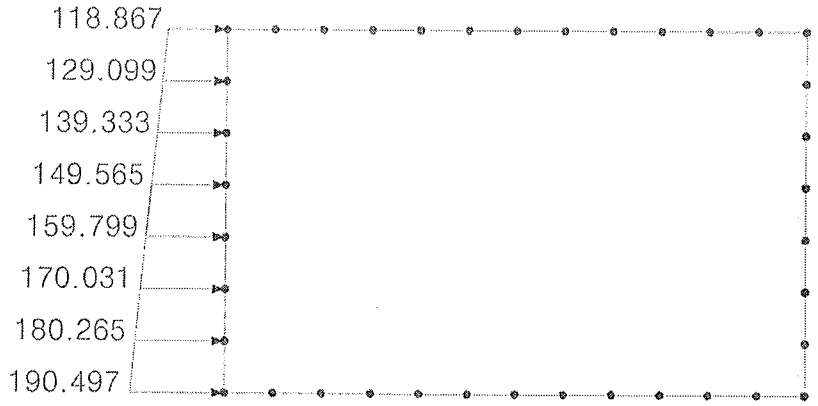
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



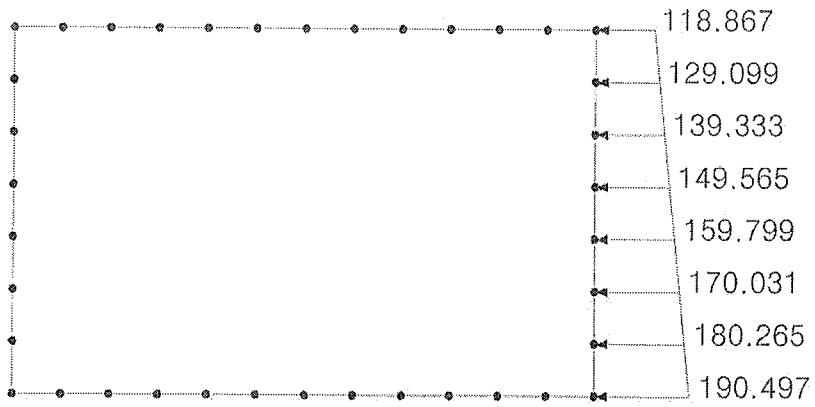
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



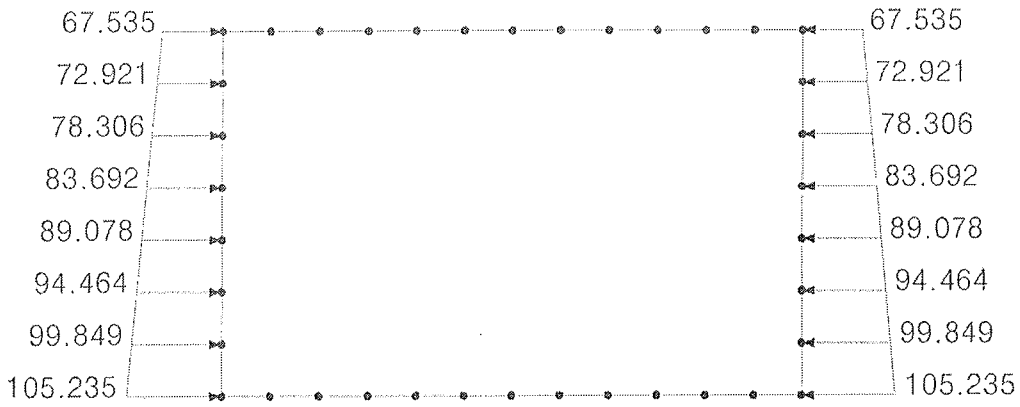
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



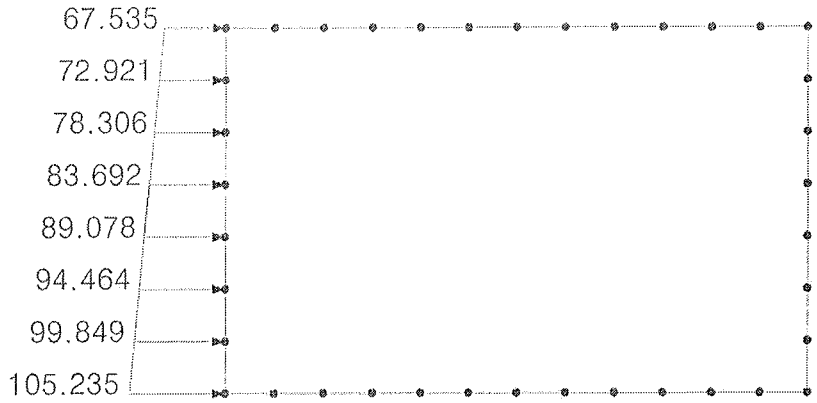
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



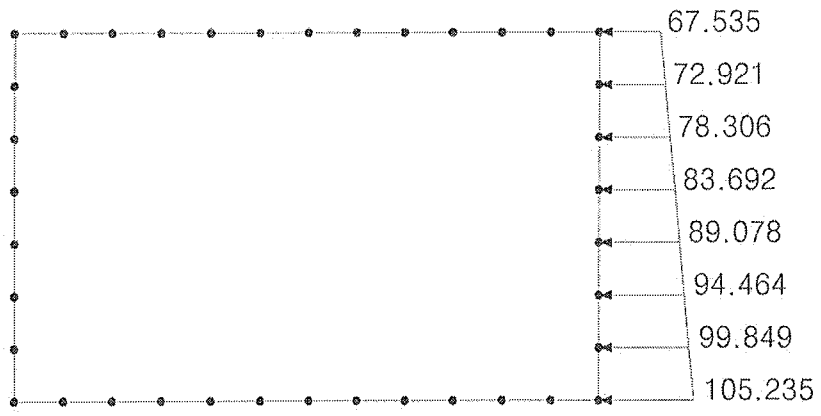
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



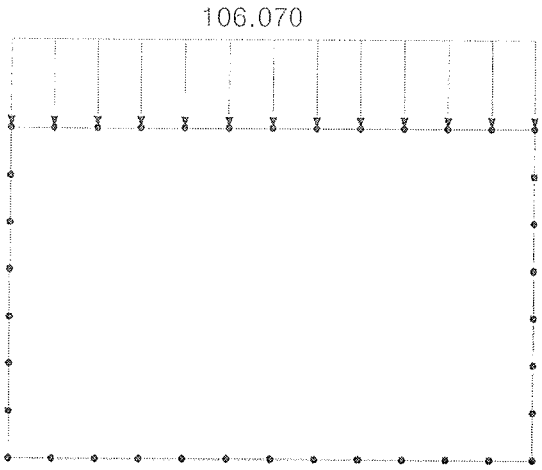
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



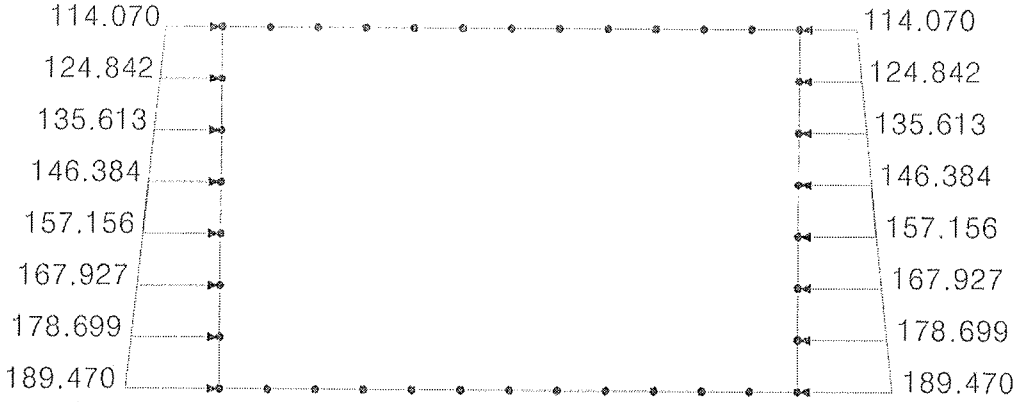
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



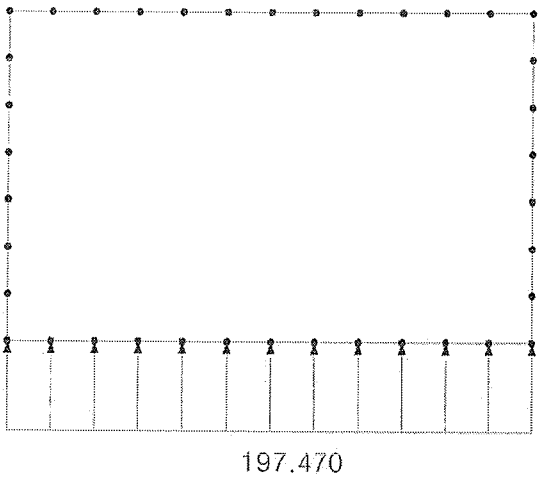
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



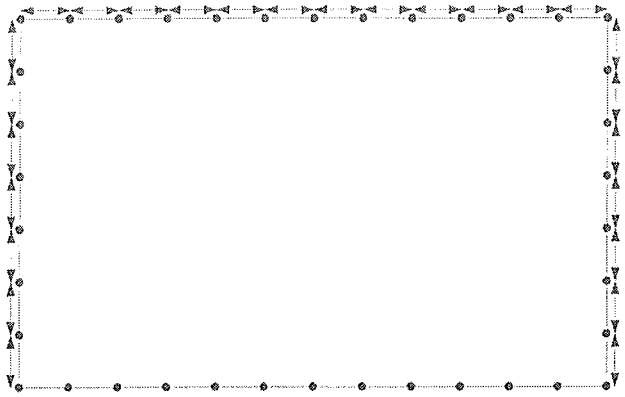
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



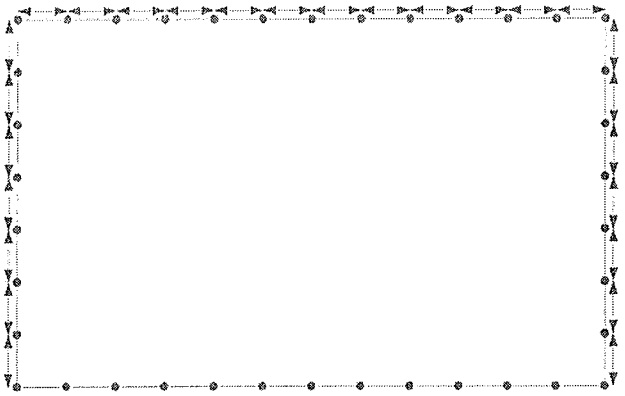
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



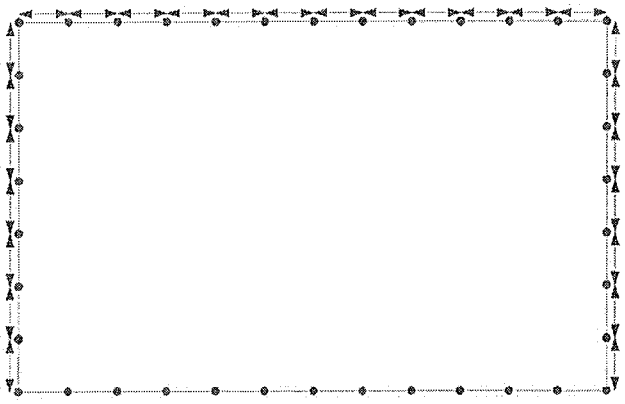
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

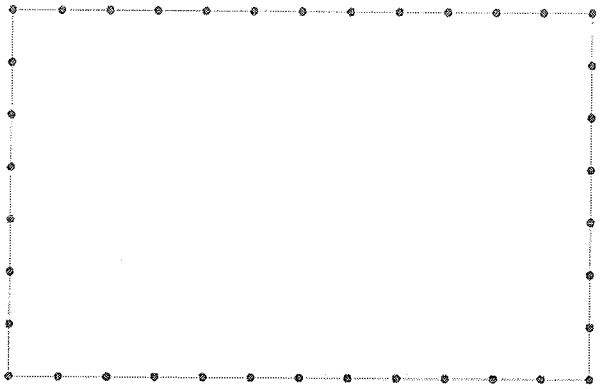


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

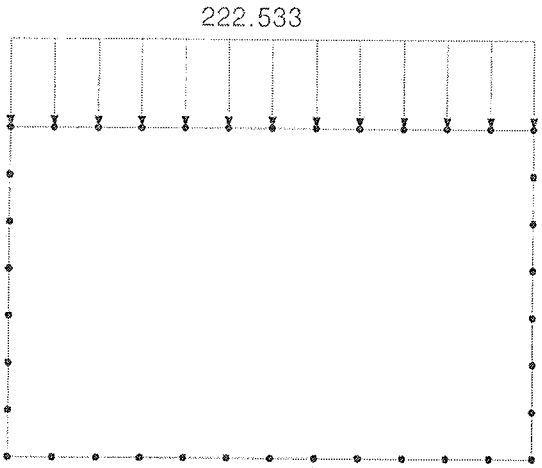


11. 하중 재하 (기능수행)

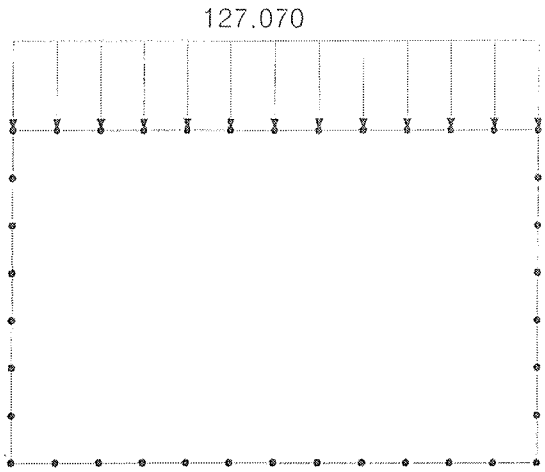
1) CASE1 - 구체자중(SW)



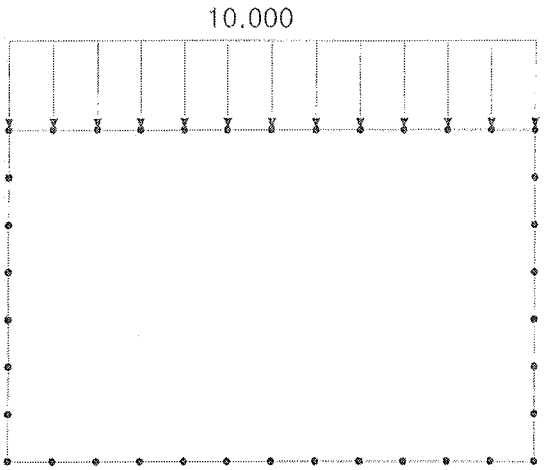
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



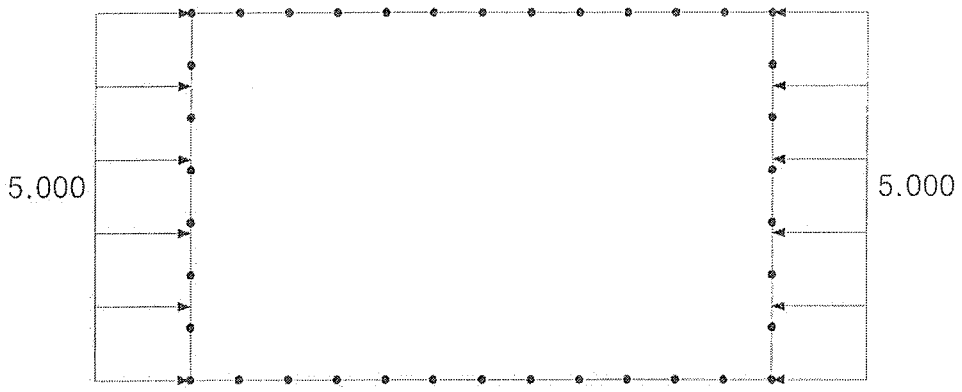
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



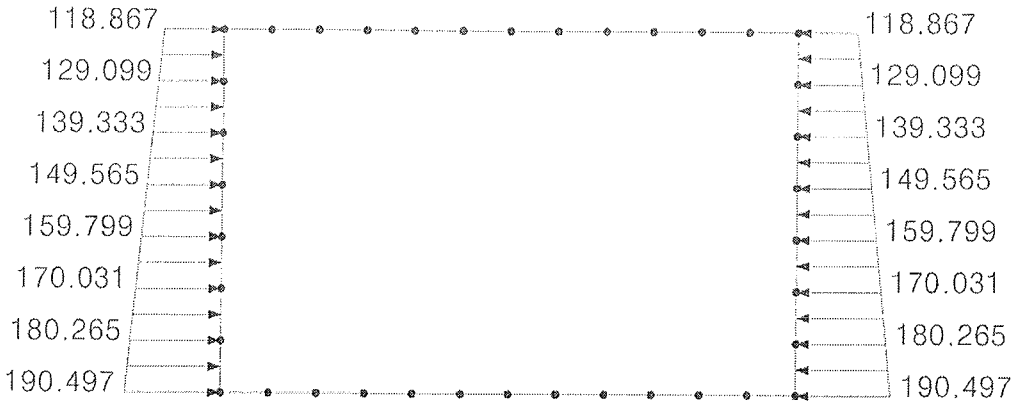
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



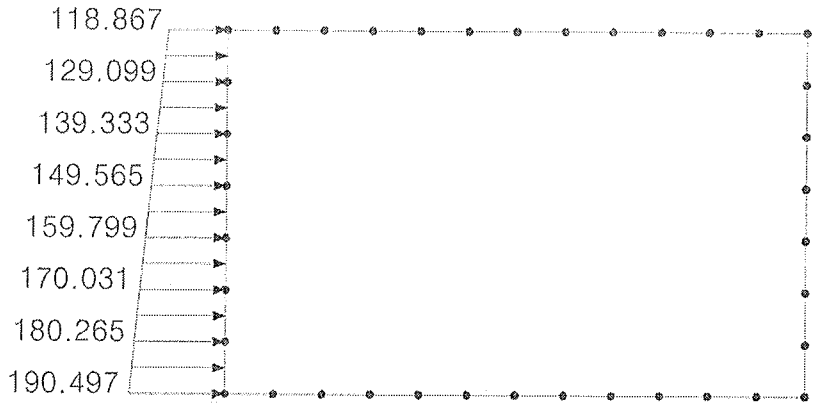
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



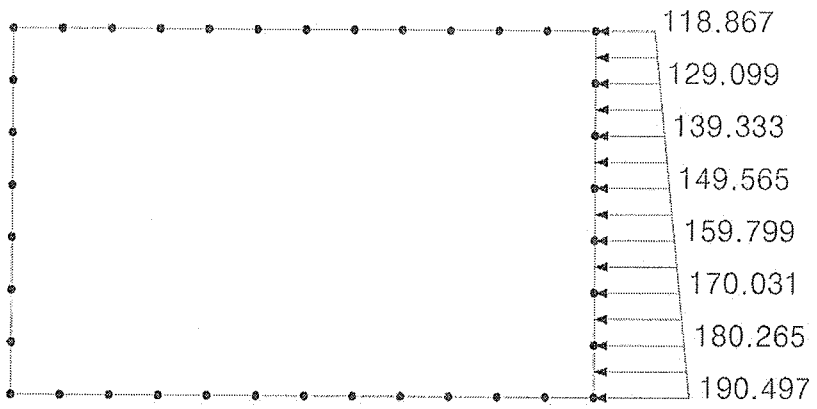
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



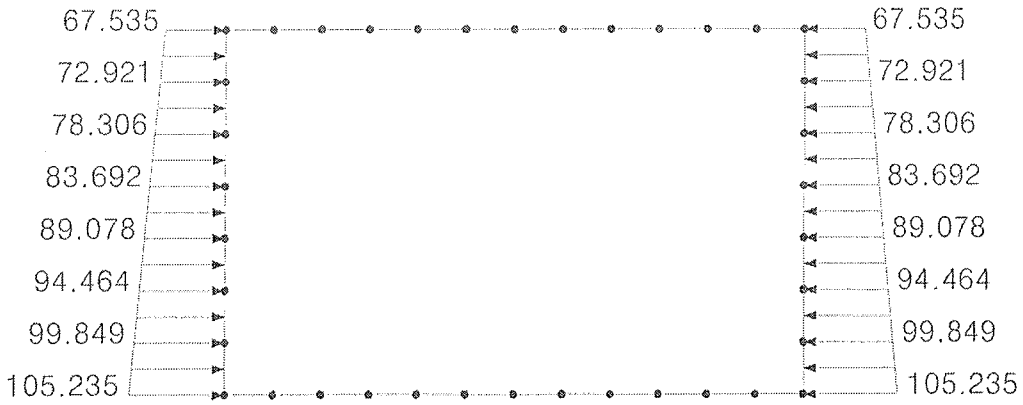
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



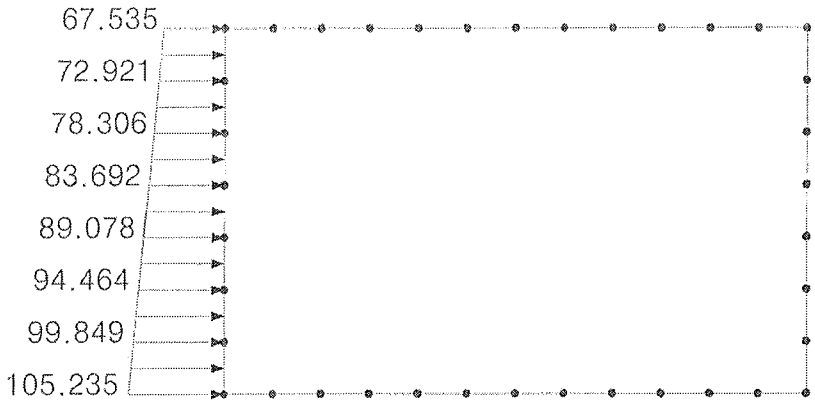
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



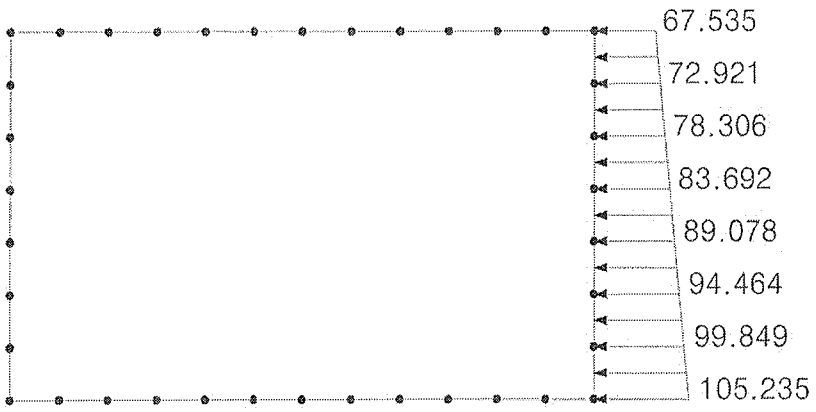
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



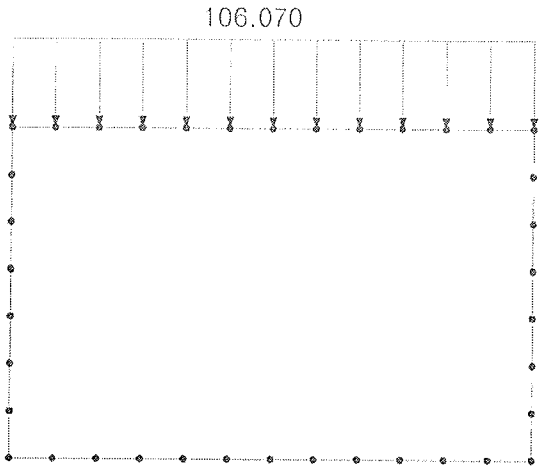
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



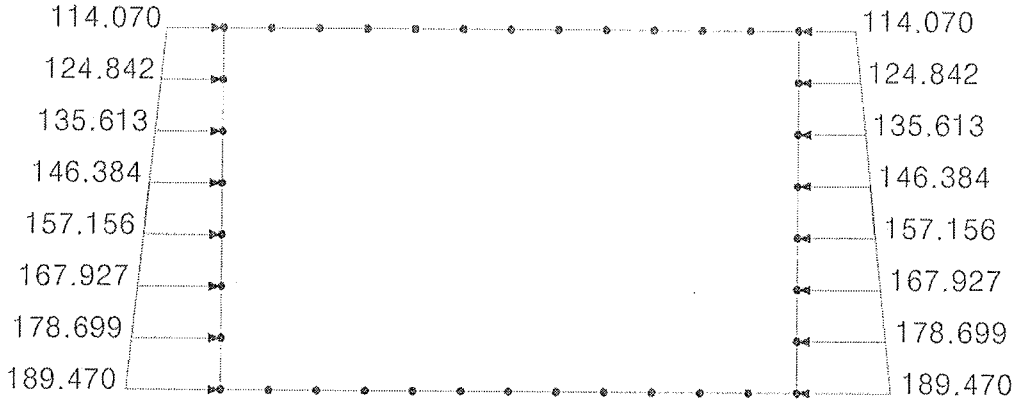
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



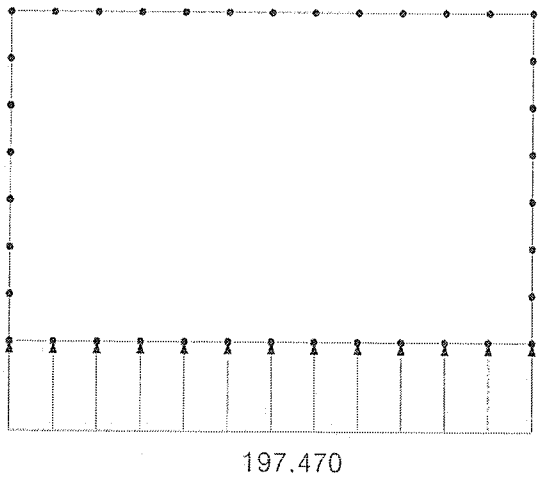
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

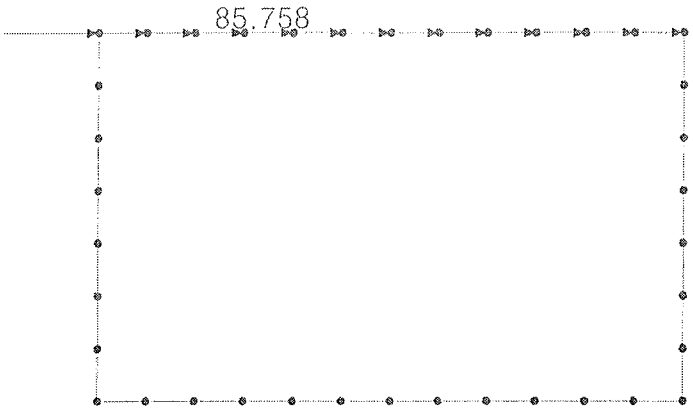


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

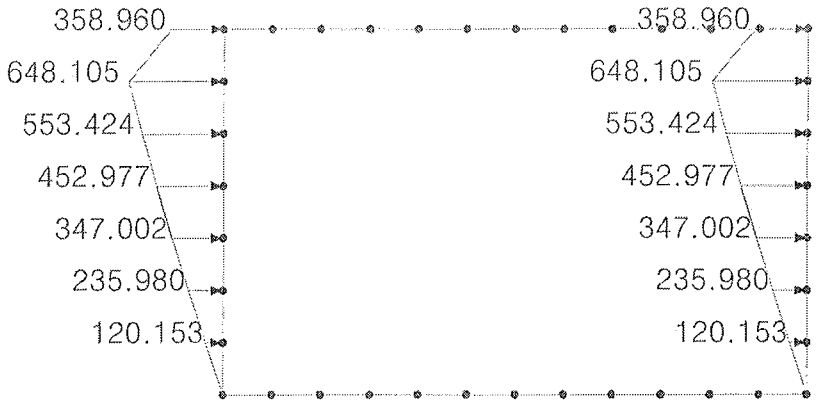


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

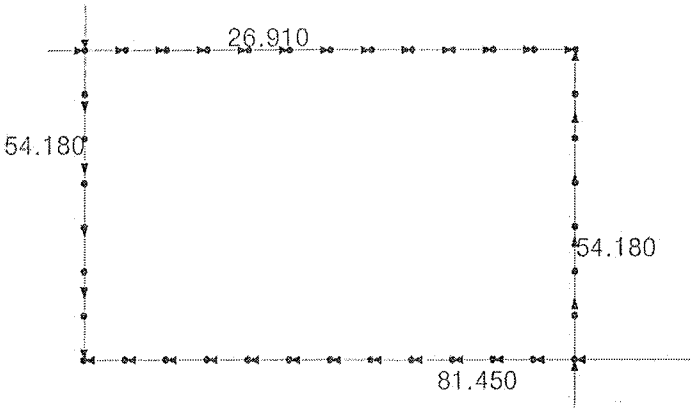
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



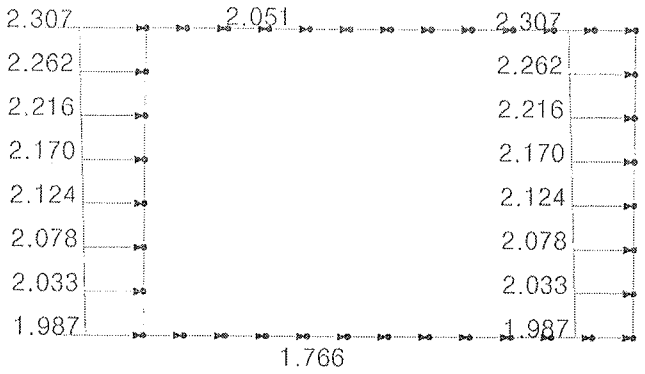
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

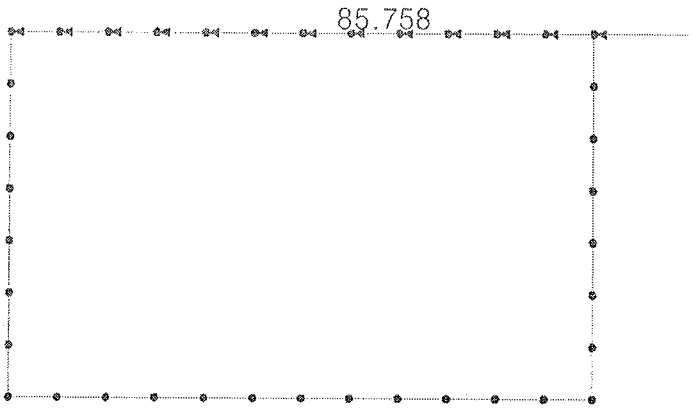


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

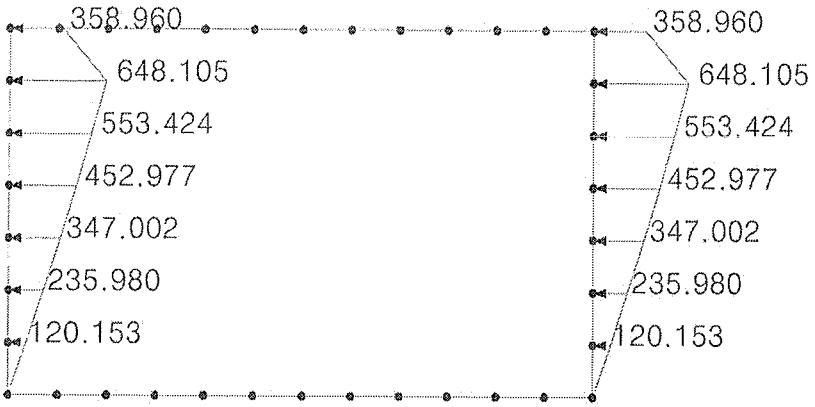


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

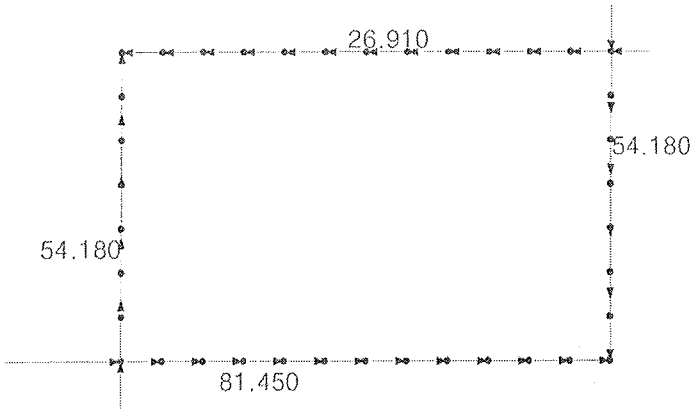
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



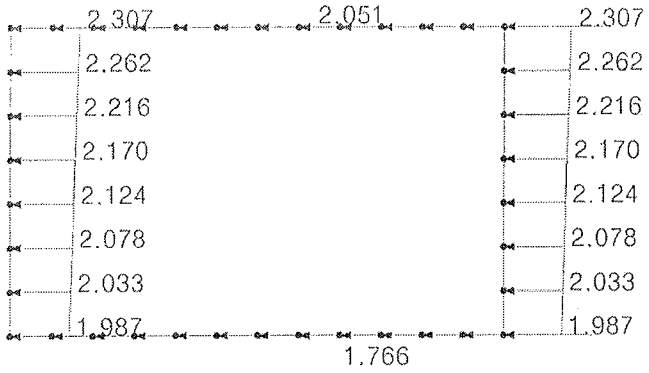
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

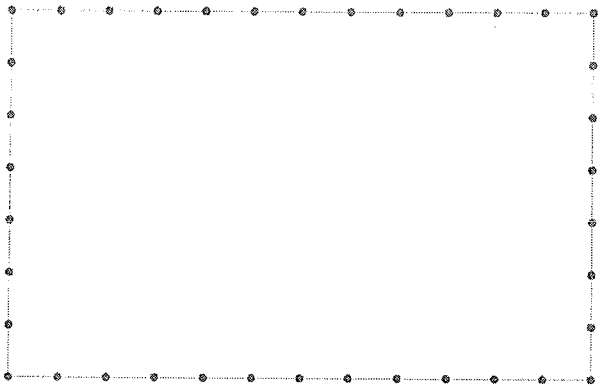


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

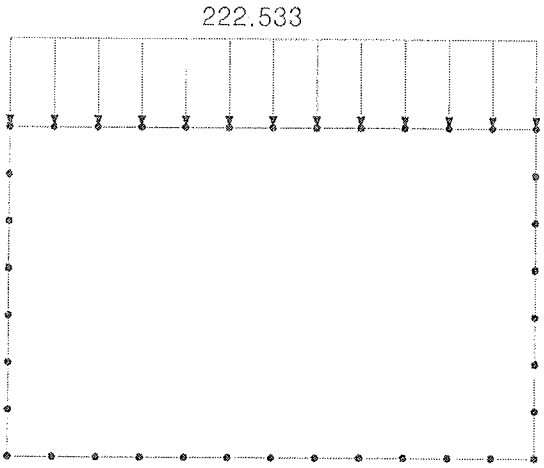


12. 하중 재하 (붕괴방지)

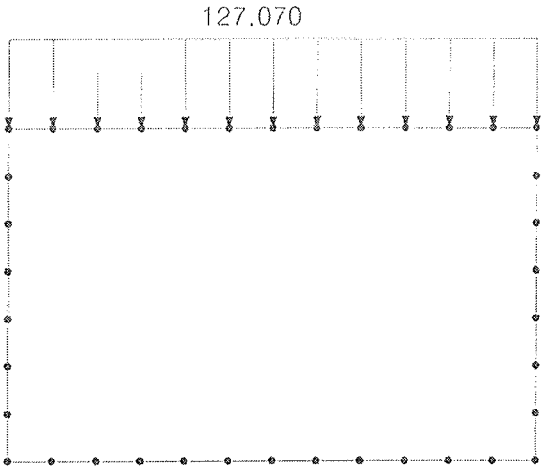
1) CASE1 - 구체자중(SW)



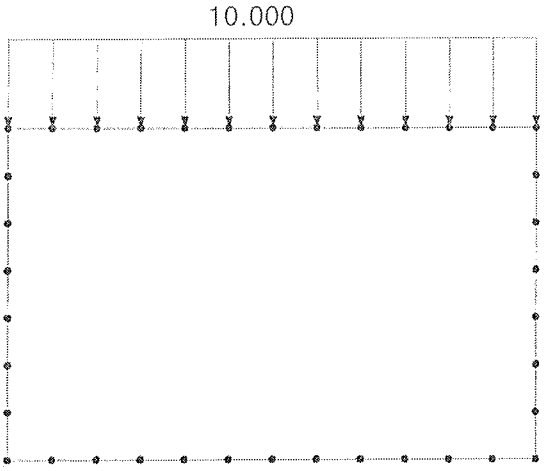
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



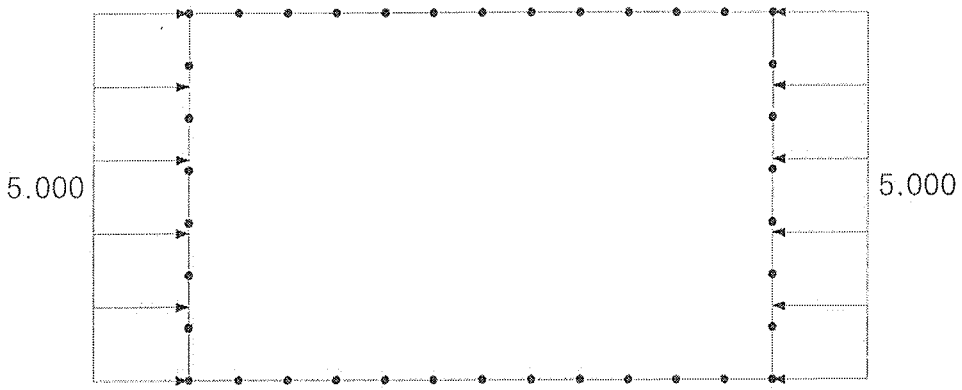
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



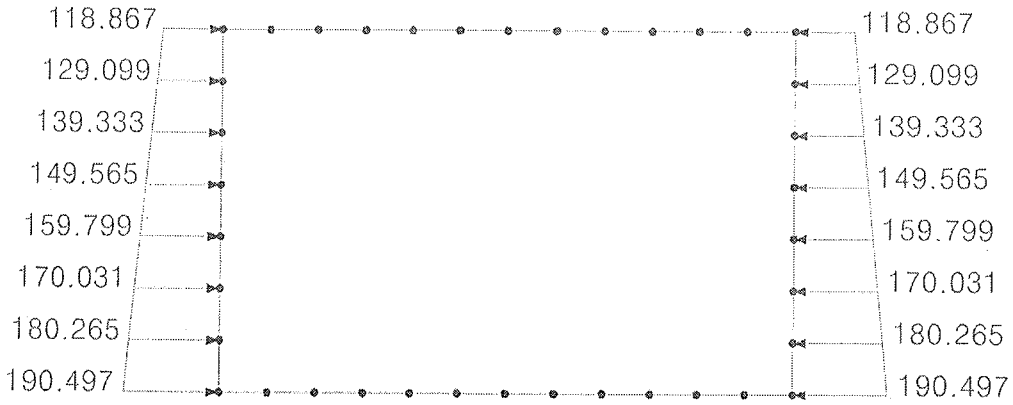
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



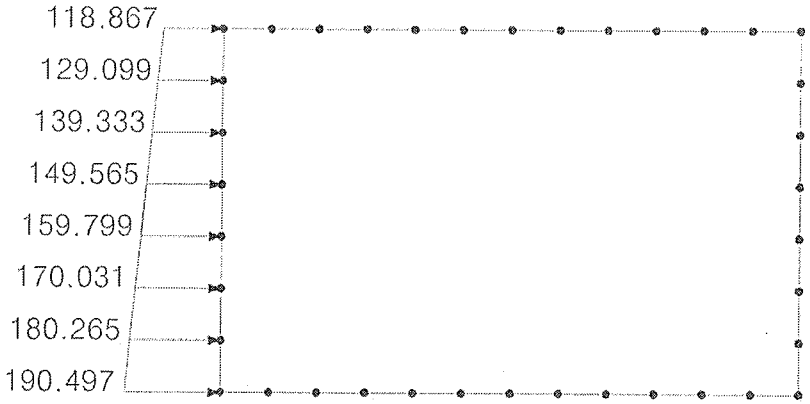
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



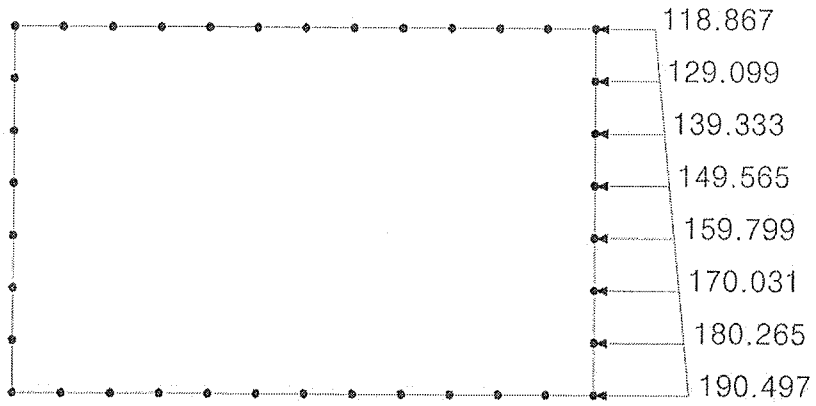
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



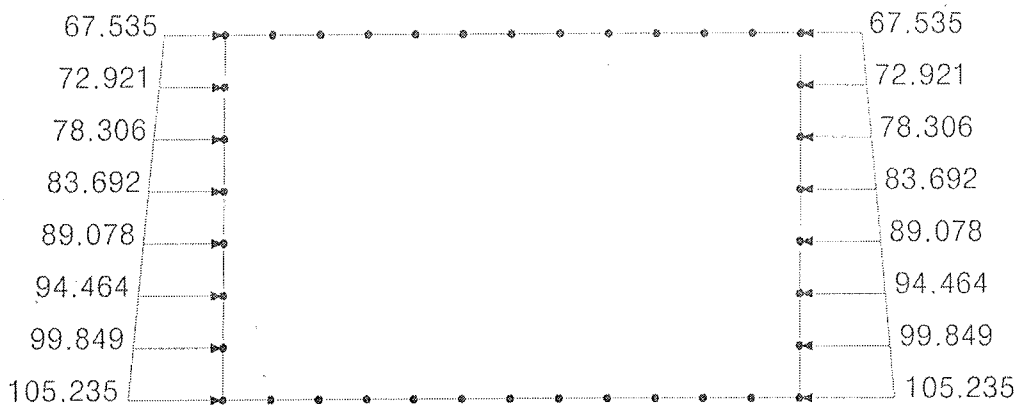
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



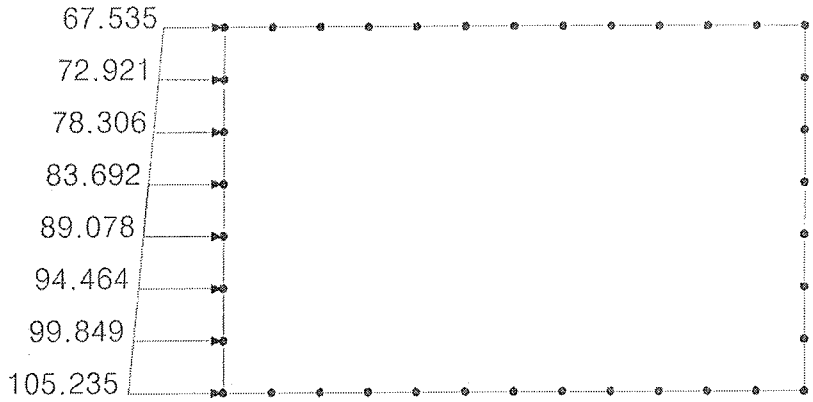
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



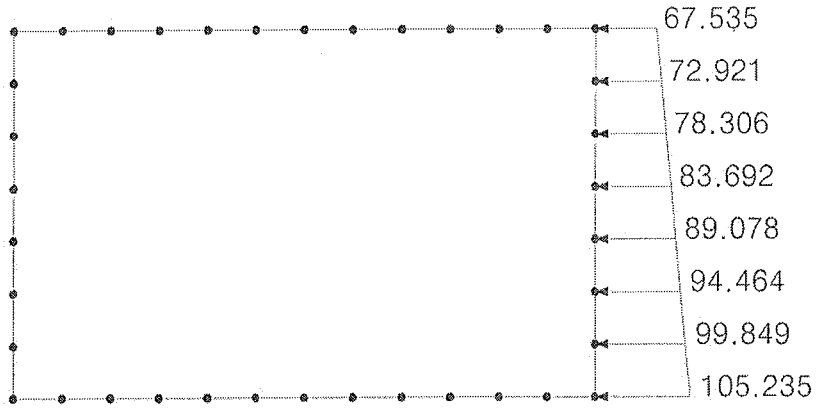
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



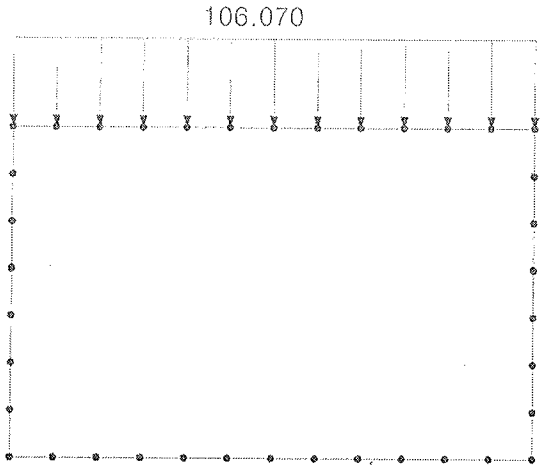
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



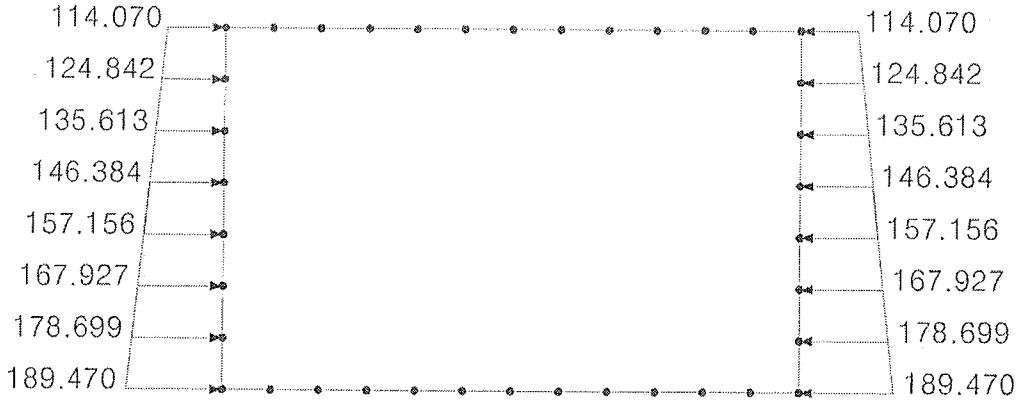
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



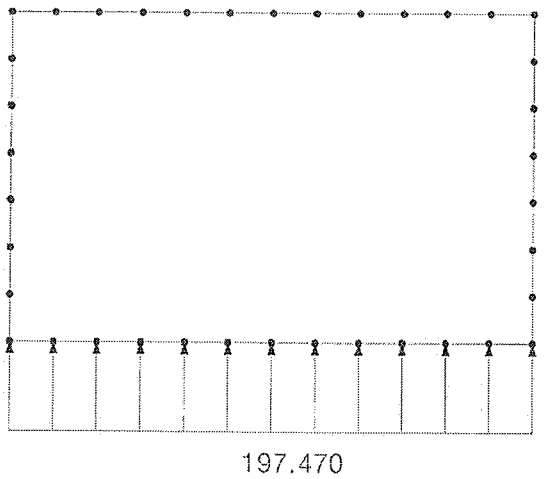
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

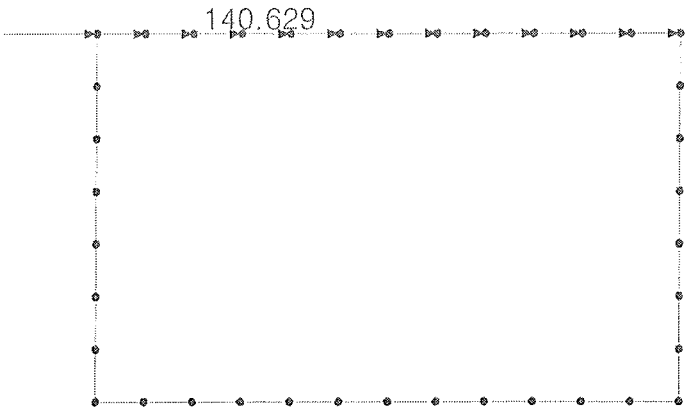


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

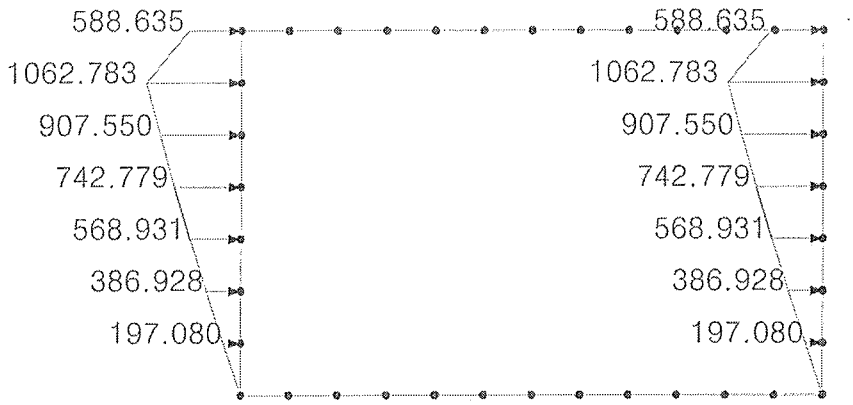


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

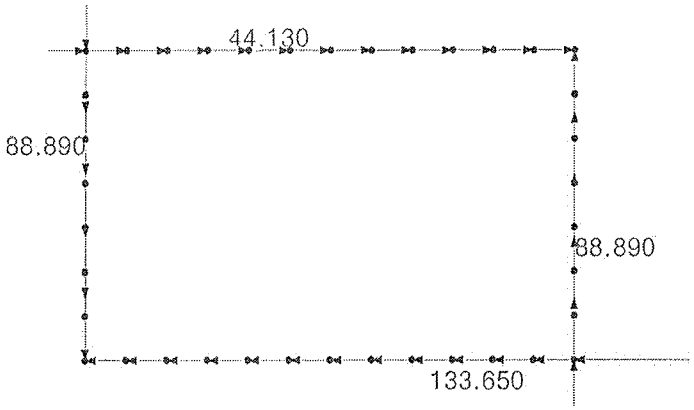
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



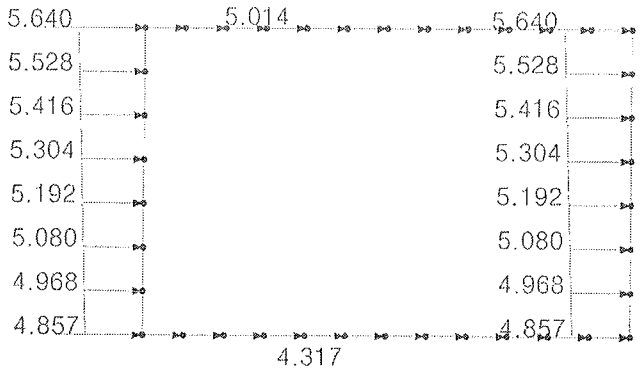
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

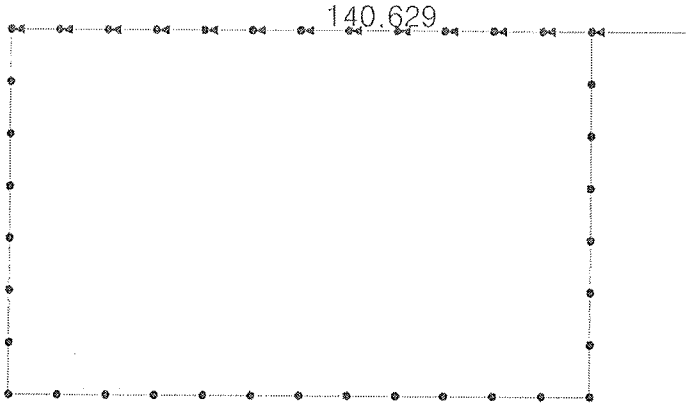


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

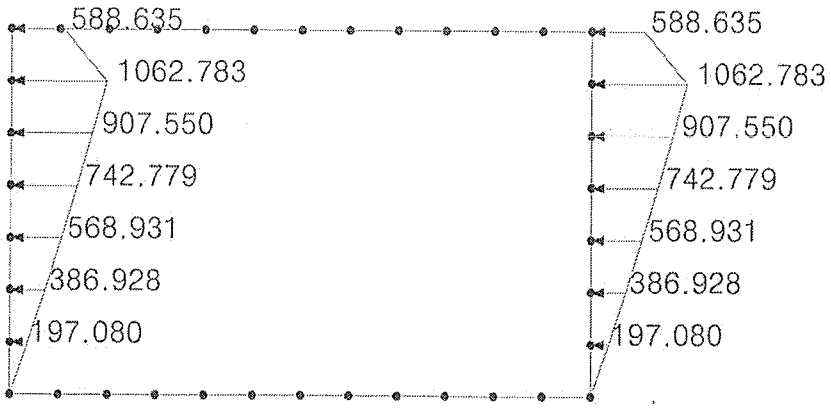


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

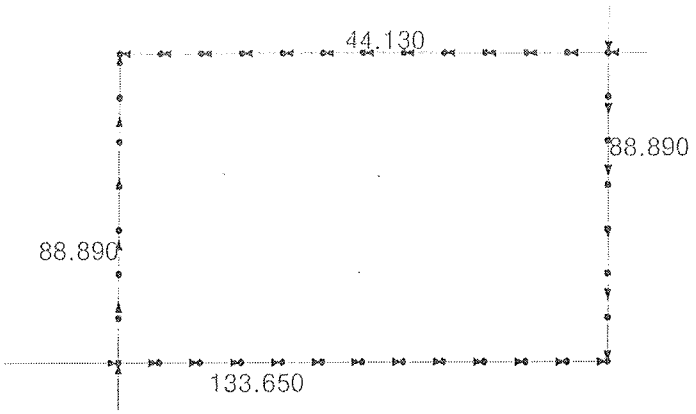
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



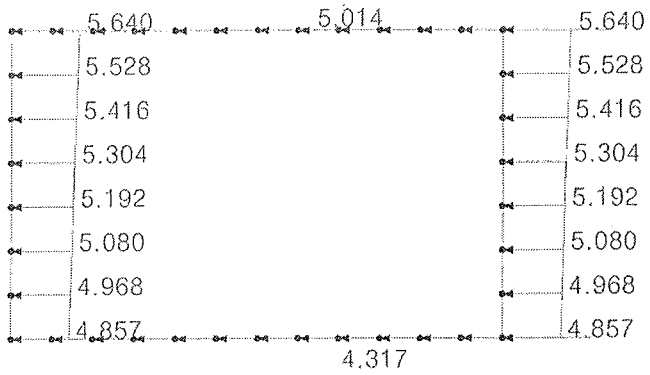
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.875, h = 11.607 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	1.400	●
LC7	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	1.400	●
LC8	0.900	0.900		1.600		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	●

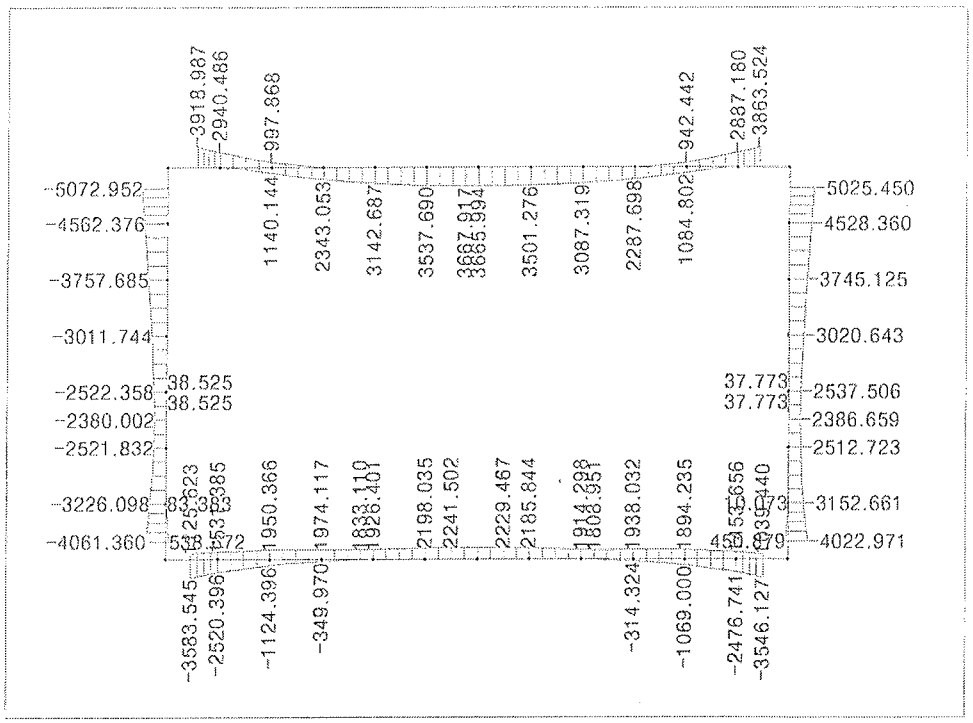
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.400	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.400	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.400	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.400	●

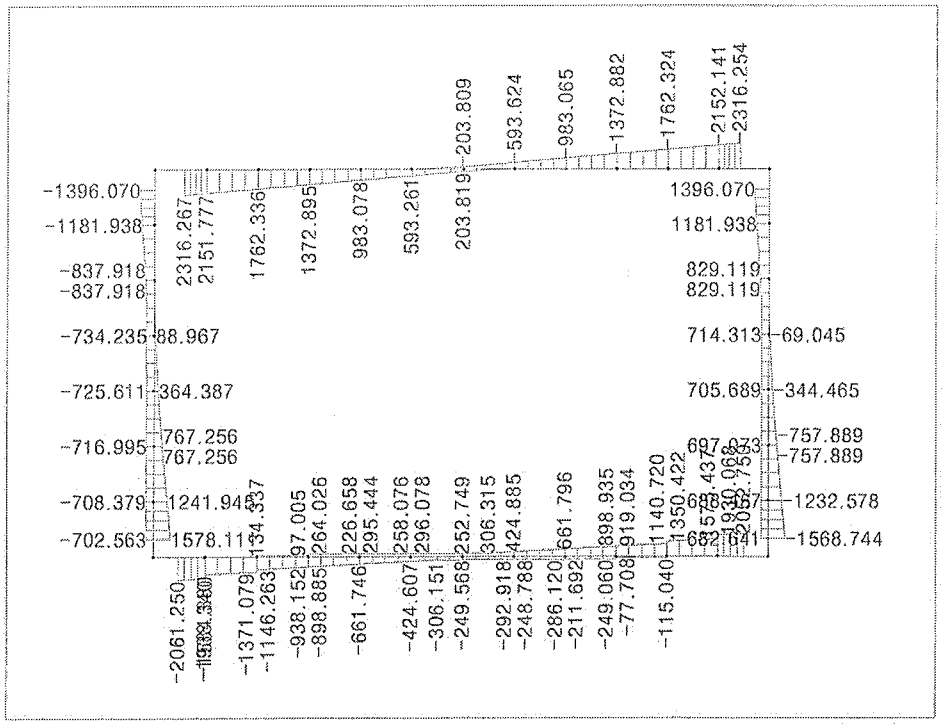
14. 단면력정리

14.1 상시

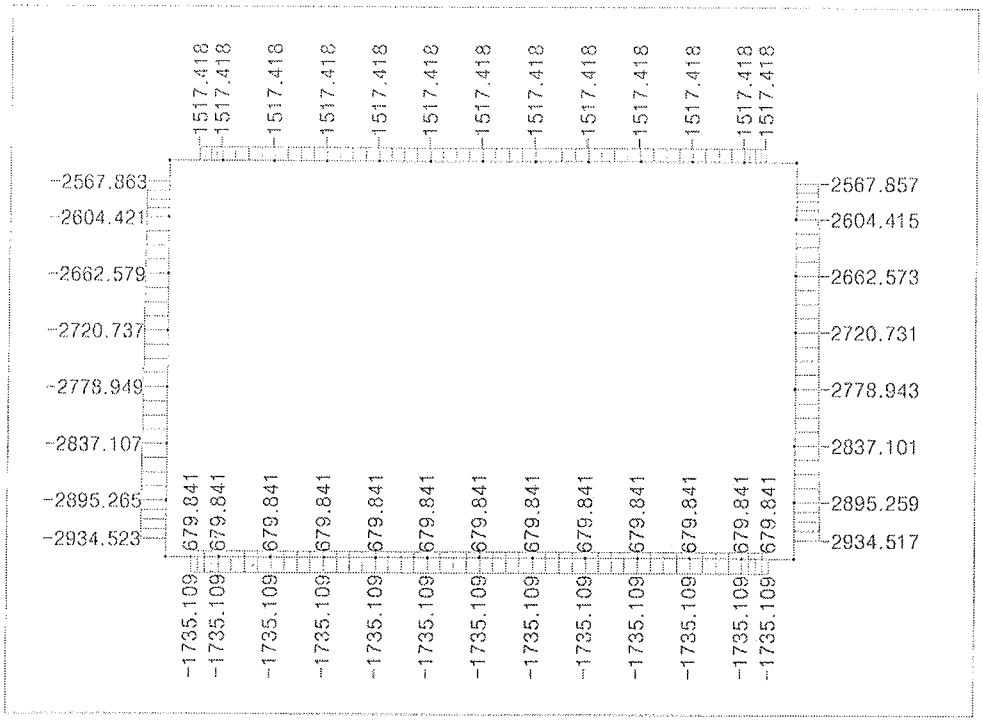
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



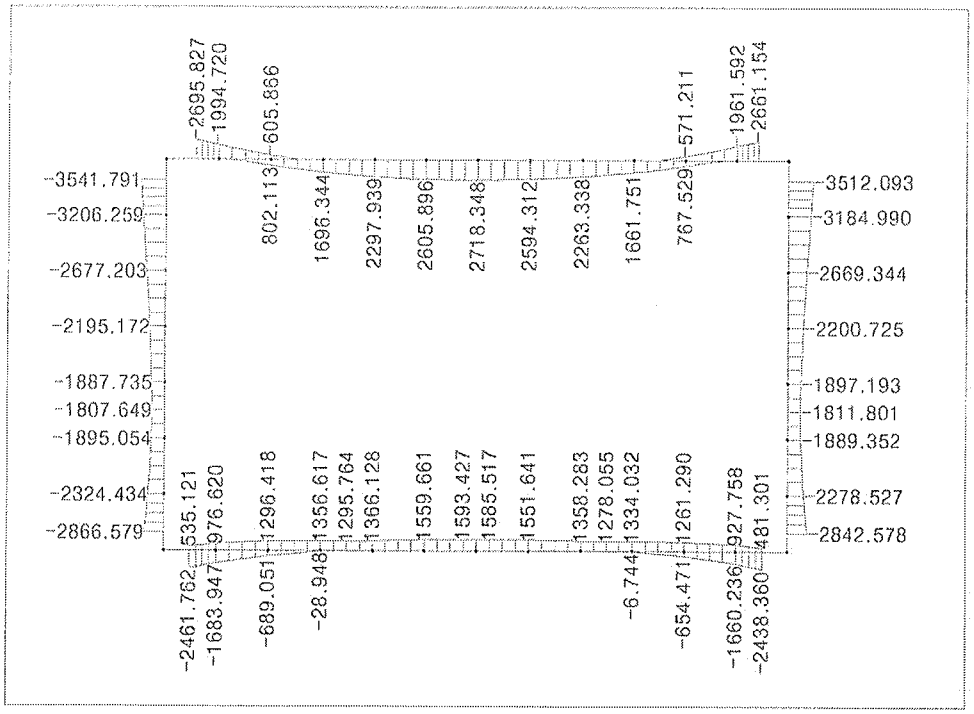
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

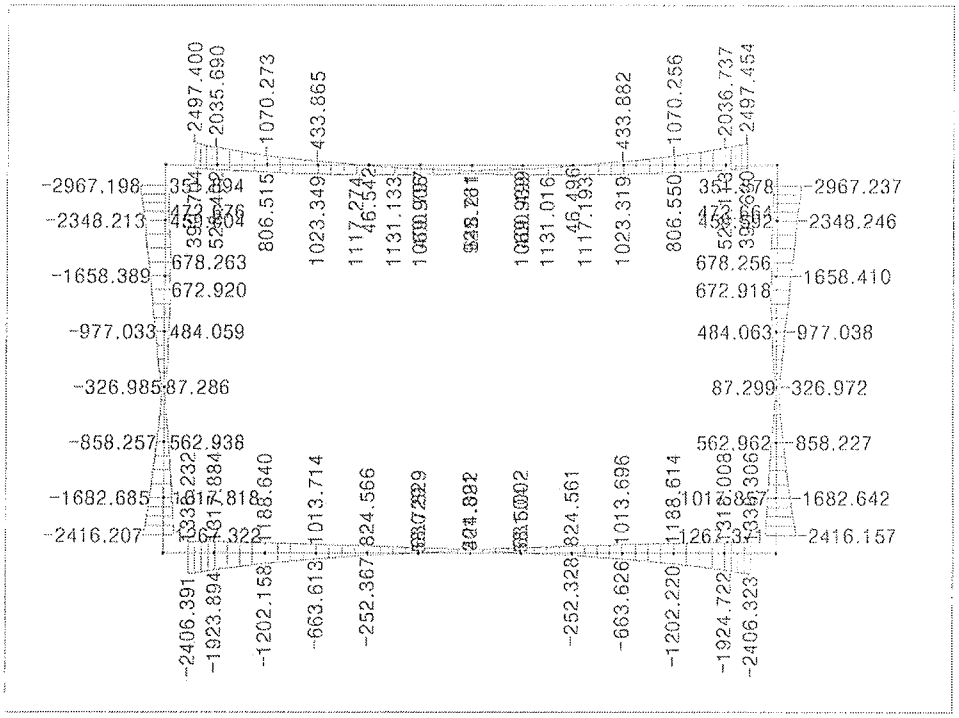


5) 단면력 정리

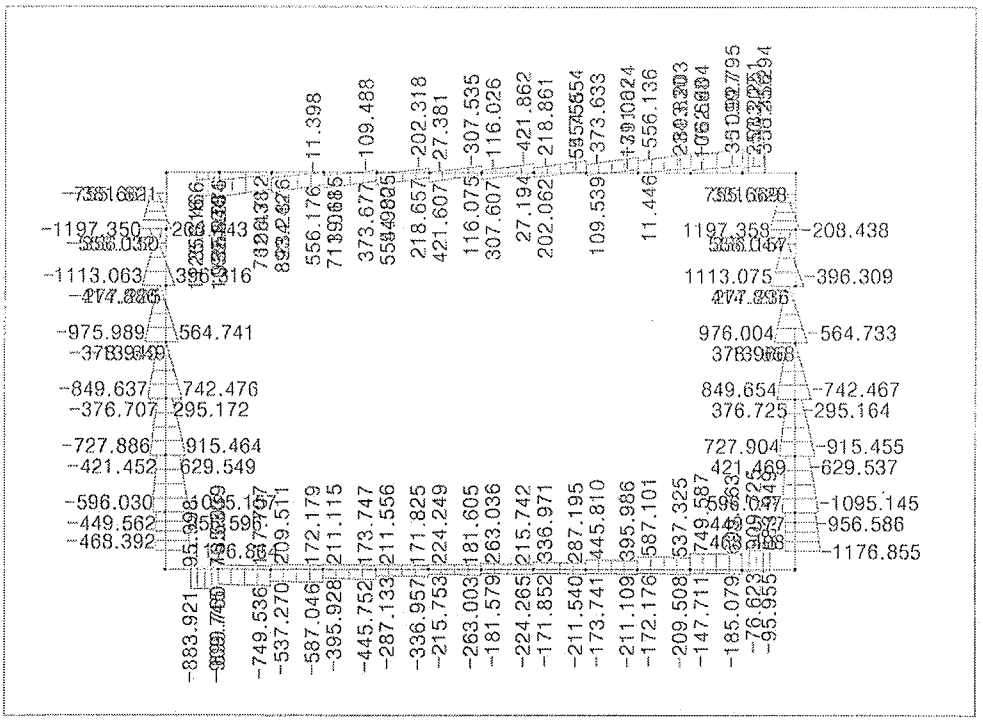
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	3918.99	1640.16	1517.42	2695.83	1000.00	1766.67	
		중앙부	2	3667.92	301.04	1517.42	2718.23	1000.00	1600.00	
		우측	3	3863.52	1640.33	1517.42	2661.15	1000.00	1766.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	3583.55	1072.05	1735.11	2461.76	1000.00	1600.00	
		중앙부	5	2240.20	309.95	1735.11	1593.43	1000.00	1600.00	
		우측	6	3546.13	1066.62	1735.11	2438.36	1000.00	1600.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	5072.95	760.77	2567.86	3541.79	1000.00	1966.67	
		중앙부	8	538.67	729.92	2934.52	0.00	1000.00	1800.00	
		하부	9	4061.36	719.48	2934.52	2866.58	1000.00	1800.00	
우측 벽체	1 층	상부	10	5025.45	747.28	2567.86	3512.09	1000.00	1966.67	
		중앙부	11	450.88	710.01	2934.52	0.00	1000.00	1800.00	
		하부	12	4022.97	699.55	2934.52	2842.58	1000.00	1800.00	

14.2 지진시(기능수행)

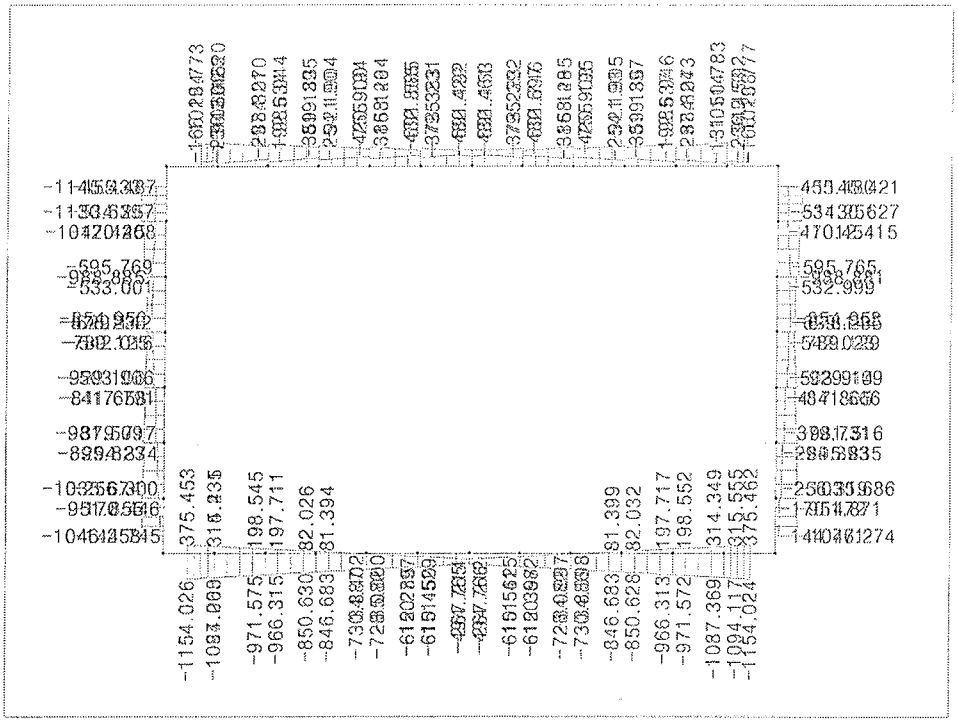
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

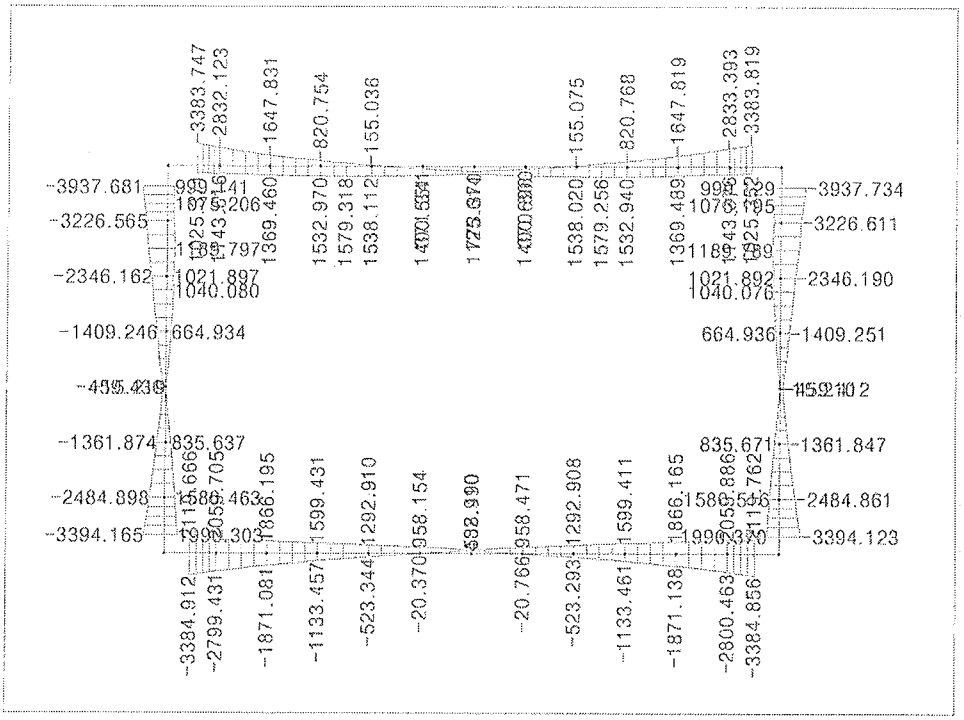


4) 단면력 정리

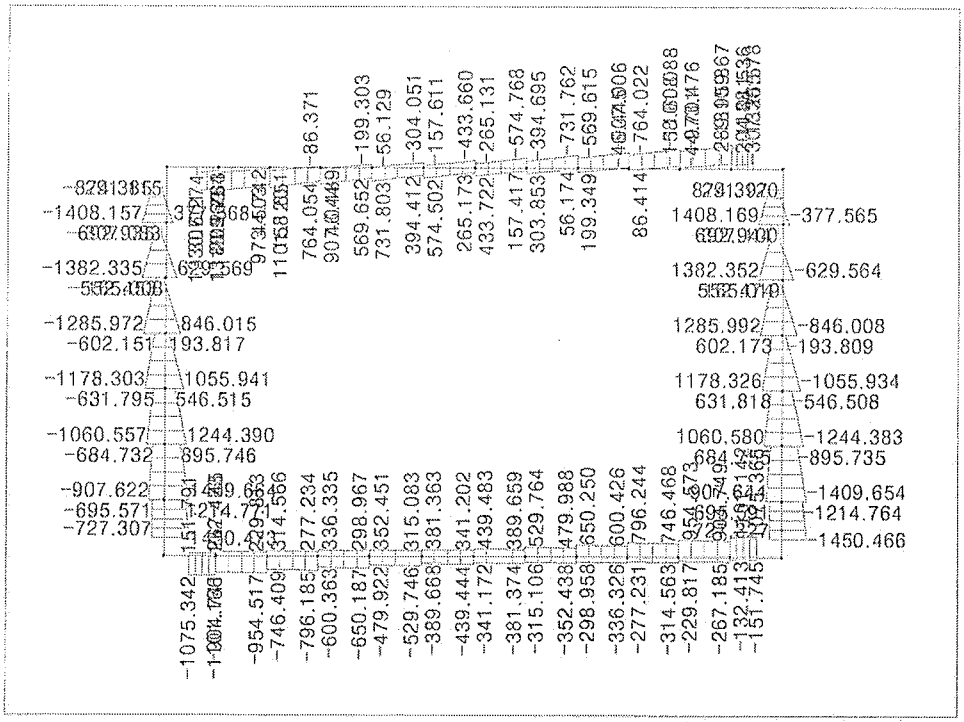
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	2497.40	787.49	1019.77	1000.00	1766.67	
		중앙부	2	994.57	223.39	691.19	1000.00	1600.00	
		우측	3	2497.45	787.62	1019.78	1000.00	1766.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	2406.39	552.86	1154.03	1000.00	1600.00	
		중앙부	5	470.94	250.55	523.69	1000.00	1600.00	
		우측	6	2406.32	552.89	1154.02	1000.00	1600.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	2967.20	605.45	1145.43	1000.00	1966.67	
		중앙부	8	1267.32	617.90	1046.26	1000.00	1800.00	
		하부	9	2416.21	752.27	1046.26	1000.00	1800.00	
우측 벽체	1 층	상부	10	2967.24	605.54	1145.42	1000.00	1966.67	
		중앙부	11	1267.37	617.55	1046.27	1000.00	1800.00	
		하부	12	2416.16	752.34	1046.27	1000.00	1800.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

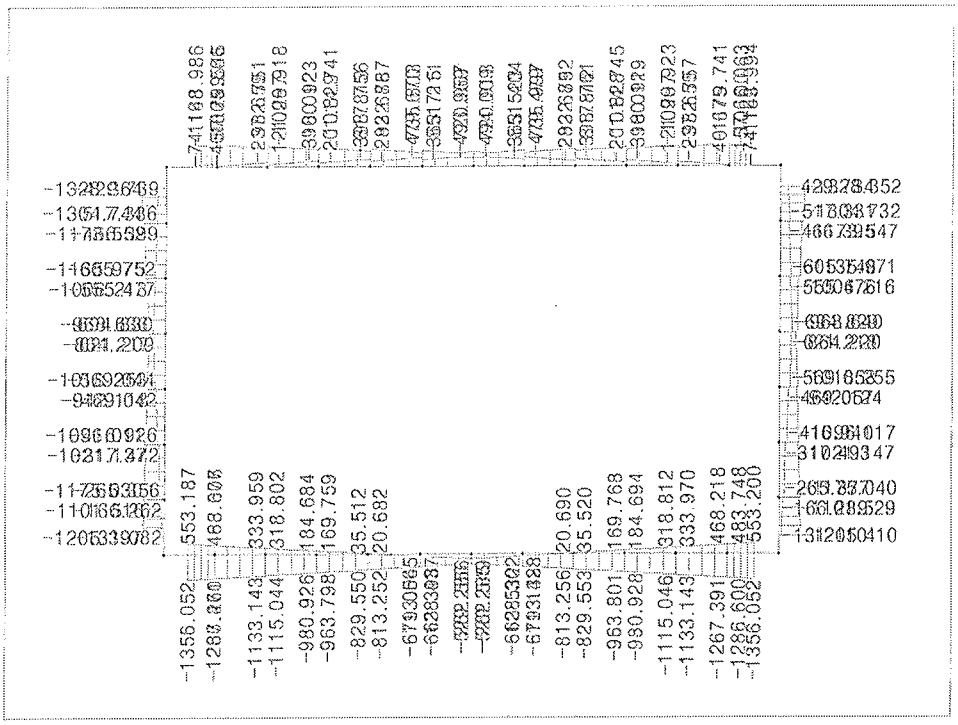
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	3383.75	995.37	1148.99	1000.00	1766.67	
		중앙부	2	1227.12	349.52	720.97	1000.00	1600.00	
		우측	3	3383.82	995.50	1148.99	1000.00	1766.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	3384.91	762.00	1356.05	1000.00	1600.00	
		중앙부	5	676.07	426.99	562.81	1000.00	1600.00	
		우측	6	3384.86	762.04	1356.05	1000.00	1600.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	3937.68	832.74	1328.36	1000.00	1966.67	
		중앙부	8	1990.30	897.46	1205.40	1000.00	1800.00	
		하부	9	3394.17	1061.68	1205.40	1000.00	1800.00	
우측 벽체	1 층	상부	10	3937.73	832.86	1328.35	1000.00	1966.67	
		중앙부	11	1990.37	897.03	1205.41	1000.00	1800.00	
		하부	12	3394.12	1061.77	1205.41	1000.00	1800.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-3918.99	-	-3383.75	-2497.40	-3918.99	
		중앙부	2	3667.92	-	1227.12	994.57	3667.92	
		우측	3	-3863.52	-	-3383.82	-2497.45	-3863.52	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-3583.55	-	-3384.91	-2406.39	-3583.55	
		중앙부	5	2240.20	-	676.07	470.94	2240.20	
		우측	6	-3546.13	-	-3384.86	-2406.32	-3546.13	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-5072.95	-	-3937.68	-2967.20	-5072.95	
		중앙부	8	538.67	-	1990.30	1267.32	1990.30	
		하부	9	-4061.36	-	-3394.17	-2416.21	-4061.36	
우측 벽체	1 층	상부	10	-5025.45	-	-3937.73	-2967.24	-5025.45	
		중앙부	11	450.88	-	1990.37	1267.37	1990.37	
		하부	12	-4022.97	-	-3394.12	-2416.16	-4022.97	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1640.16	-	995.37	787.49	1640.16	
		중앙부	2	301.04	-	-349.52	-223.39	-349.52	
		우측	3	-1640.33	-	-995.50	-787.62	-1640.33	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1072.05	-	-762.00	-552.86	-1072.05	
		중앙부	5	-309.95	-	-426.99	-250.55	-426.99	
		우측	6	1066.62	-	762.04	552.89	1066.62	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-760.77	-	-832.74	-605.45	-832.74	
		중앙부	8	-729.92	-	-897.46	-617.90	-897.46	
		하부	9	-719.48	-	1061.68	752.27	1061.68	
우측 벽체	1 층	상부	10	747.28	-	832.86	605.54	832.86	
		중앙부	11	710.01	-	897.03	617.55	897.03	
		하부	12	699.55	-	-1061.77	-752.34	-1061.77	

3) 축력 (kN)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측	1	-1517.42	-	-1148.99	-1019.77	-1517.42	
		중앙부	2	-1517.42	-	-720.97	-691.19	-1517.42	
		우측	3	-1517.42	-	-1148.99	-1019.78	-1517.42	
하부 슬래브	1경간	좌측	4	-1735.11	-	-1356.05	-1154.03	-1944.46	
		중앙부	5	-1735.11	-	-562.81	-523.69	-1944.46	
		우측	6	-1735.11	-	-1356.05	-1154.02	-1944.46	
좌측 벽체	1층	상부	7	-2567.86	-	-1328.36	-1145.43	-2578.99	
		중앙부	8	-2934.52	-	-1205.40	-1046.26	-2945.65	
		하부	9	-2934.52	-	-1205.40	-1046.26	-2945.65	
우측 벽체	1층	상부	10	-2567.86	-	-1328.35	-1145.42	-2578.98	
		중앙부	11	-2934.52	-	-1205.41	-1046.27	-2945.64	
		하부	12	-2934.52	-	-1205.41	-1046.27	-2945.64	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측	1	-2695.83	-	-	-	-2695.83	
		중앙부	2	2718.23	-	-	-	2718.23	
		우측	3	-2661.15	-	-	-	-2661.15	
하부 슬래브	1경간	좌측	4	-2461.76	-	-	-	-2461.76	
		중앙부	5	1593.43	-	-	-	1593.43	
		우측	6	-2438.36	-	-	-	-2438.36	
좌측 벽체	1층	상부	7	-3541.79	-	-	-	-3541.79	
		중앙부	8	-	-	-	-	-	
		하부	9	-2866.58	-	-	-	-2866.58	
우측 벽체	1층	상부	10	-3512.09	-	-	-	-3512.09	
		중앙부	11	-	-	-	-	-	
		하부	12	-2842.58	-	-	-	-2842.58	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1619	3919.0	5079.7	7413.2	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	9735.6	1.30
		중앙부	2	1000	1487	3667.9	4548.2	7594.6	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.4	1.24
		우측	3	1000	1619	3863.5	5079.7	7303.8	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	9735.6	1.31
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	1455	3583.6	5295.2	7587.2	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.8	1.48
		중앙부	5	1000	1487	2240.2	4548.2	4553.5	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.4	2.03
		우측	6	1000	1455	3546.1	5295.2	7504.0	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.8	1.49
좌측벽체	1층	상부	7	1000	1819	5073.0	9423.3	-	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	10530.0	1.86
		중앙부	8	1000	1720	1990.3	7862.9	-	H16 - 4.0EA	12287.2	3.95
		하부	9	1000	1655	4061.4	10151.7	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	12287.2	2.50
우측벽체	1층	상부	10	1000	1819	5025.5	9466.4	-	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	10530.0	1.88
		중앙부	11	1000	1720	1990.4	7862.5	-	H16 - 4.0EA	12287.2	3.95
		하부	12	1000	1655	4023.0	10133.8	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	12287.2	2.52

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	943.6	1640.2	1679.89	2.00	239.73	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	965.6	349.5	1342.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	943.6	1640.3	1679.89	2.00	239.79	H13	150	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	945.2	1072.1	2101.31	2.00	43.57	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	965.6	427.0	1556.12	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	945.2	1066.6	2101.31	2.00	41.71	H16	150	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	1183.4	832.7	1183.38	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	8	1247.8	897.5	1247.76	-	-	-	-	-	O.K
		하부	9	1200.8	1061.7	1200.81	-	-	-	-	-	O.K
우측벽체	1층	상부	10	1183.4	832.9	1183.38	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	11	1247.8	897.0	1247.76	-	-	-	-	-	O.K
		하부	12	1200.8	1061.8	1200.81	-	-	-	-	-	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1766.67	1619.45	100.00	3918.99	1640.16

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9735.600 x 400.00 = 3894240.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 169.684 mm, c = 169.684 / β1 = 169.684 / 0.85 = 199.628 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1666.67 - 199.628) / 199.628 = 0.02205

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 7413.206 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9735.6 mm² (철근도심 : 147.2 mm), [사용률 = 1.313]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00601

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 169.684 mm

ΦMn = 0.85 x 9735.600 x 400 x (1619.45 - a/2) = 5079.727 kN.m

≥ Mu (= 3918.987 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.296]

* 전단에 대한 검토 (d = 1452.79 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1452.79 = 943.613 kN

< Vu (= 1640.155 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1640.155-943.613) x 150.00 / (400x1452.79xΦ) x 1000 = 239.726 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1452.79 / 150.00 x 1000 = 981.697 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1452.79 / 1000 = 5032.604 kN ≥ 981.697 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1258.151 + 981.697) = 1679.886 kN ≥ 1640.155 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1486.67	80.00	3667.92	349.52

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1520.00 - 195.420) / 195.420 = 0.02033

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7594.595 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 1.255]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00641

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (1486.67 - a/2) = 4548.178 kN.m

≥ Mu (= 3667.917 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.240]

* 전단에 대한 검토 (d = 1486.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1486.67 = 965.618 kN

≥ Vu (= 349.516 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1766.67	1619.45	100.00	3863.52	1640.33

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9735.600 x 400.00 = 3894240.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 169.684 mm, c = 169.684 / β1 = 169.684 / 0.85 = 199.628 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1666.67 - 199.628) / 199.628 = 0.02205

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 7303.813\ mm^2$$

* 사용철근량 = 9735.6 mm² (철근도심 : 147.2 mm), [사용률 = 1.333]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00601

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 169.684 mm

ΦMn = 0.85 x 9735.600 x 400 x (1619.45 - a/2) = 5079.727 kN.m

≥ Mu (= 3863.524 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.315]

* 전단에 대한 검토 (d = 1452.79 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1452.79 = 943.613 kN

< Vu (= 1640.330 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1640.330-943.613) x 150.00 / (400x1452.79xΦ) x 1000 = 239.786 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1452.79 / 150.00 x 1000 = 981.697 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1452.79 / 1000 = 5032.604 kN ≥ 981.697 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1258.151 + 981.697) = 1679.886 kN ≥ 1640.330 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa. k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1455.28	100.00	3583.55	1072.05

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11492.800 x 400.00 = 4597120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 200.310 mm, c = 200.310 / β1 = 200.310 / 0.85 = 235.659 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1500.00 - 235.659) / 235.659 = 0.01610

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 7587.180 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm), [사용률 = 1.515]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00790

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 200.310 mm

ΦMn = 0.85 x 11492.800 x 400 x (1455.28 - a/2) = 5295.234 kN.m

≥ Mu (= 3583.545 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.478]

* 전단에 대한 검토 (d = 1455.28 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1455.28 = 945.234 kN

< Vu (= 1072.050 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1072.050-945.234) x 150.00 / (400x1455.28xΦ) x 1000 = 43.571 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1455.28 / 150.00 x 1000 = 1541.436 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1455.28 / 1000 = 5041.249 kN ≥ 1541.436 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1260.312 + 1541.436) = 2101.311 kN ≥ 1072.050 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1486.67	80.00	2240.20	426.99

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1520.00 - 195.420) / 195.420 = 0.02033

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4553.491 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 2.093]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00641

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (1486.67 - a/2) = 4548.178 kN.m

≥ Mu (= 2240.203 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.030]

* 전단에 대한 검토 (d = 1486.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1486.67 = 965.618 kN

≥ Vu (= 426.994 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1455.28	100.00	3546.13	1066.62

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11492.800 x 400.00 = 4597120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 200.310 mm, c = 200.310 / β1 = 200.310 / 0.85 = 235.659 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1500.00 - 235.659) / 235.659 = 0.01610

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7504.044 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm), [사용률 = 1.532]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00790

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 200.310 mm

ΦMn = 0.85 x 11492.800 x 400 x (1455.28 - a/2) = 5295.234 kN.m

≥ Mu (= 3546.127 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.493]

* 전단에 대한 검토 (d = 1455.28 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1455.28 = 945.234 kN

< Vu (= 1066.621 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1066.621-945.234) x 150.00 / (400x1455.28xΦ) x 1000 = 41.706 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1455.28 / 150.00 x 1000 = 1541.436 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1455.28 / 1000 = 5041.249 kN ≥ 1541.436 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1260.312 + 1541.436) = 2101.311 kN ≥ 1066.621 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1966.667	100.000	1819.454	2578.985	5072.952	1967.034

㉯ 철근비 검토

As = 9735.600 mm² (인장중심 = 147.21 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0054) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1966.7 x 1000.0 = 45135000.0 N

Cs = As x fy = 3894240.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (45135000.0 x 983.33 + 3894240.0 x 147.212 + 317760.0 x 1886.667) / 49347000.0

= 923.167 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1091.673 mm, ab = k1 x cb = 927.922 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 927921.731 = 21295.804 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3894.240 kN

Pb = 21295.804 + 299.529 - 3894.240 = 17701.092 kN

Mb = Cc x 579.538 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 15652.089 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 884.244 mm, e = Mu/Pu = 1967.034 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 473.189 mm, a = k1 x c = 402.210 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 402210.387 = 9230.728 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3894.240 kN

Pn = 9230.728 + 299.529 - 3894.240 = 5636.017 kN

Mn = Cc x 722.062 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11086.262 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1967.039) | = 0.0042 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1966.67 - 100.00 = 1866.667 mm

c = 473.189 mm, a = k1 x c = 402.210 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1866.67-473.19) / 473.19 = 0.00883

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 39284.269 kN ≥ Pn = 5636.017 kN

ΦPn = 0.85 x 5636.017 = 4790.614 kN ≥ Pu = 2578.985 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.967 = 9423.303 kN.m ≥ Mu = 5072.952 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1652.79 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1652.79 = 1183.382 kN

≥ Vu (= 832.738 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1800.000	80.000	1720.000	2945.645	1990.303	675.676

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 11492.800 ㎟ (압축중심 = 144.72 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0068) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1800.0 x 1000.0 = 41310000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 4597120.0 N

Xp = (41310000.0 x 900.00 + 317760.0 x 80.000 + 4597120.0 x 1655.283) / 46224880.0

= 969.477 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1032.000 mm, ab = k1 x cb = 877.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 877200.000 = 20131.740 kN, ∑Csi = 4333.360 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 20131.740 + 4333.360 - 317.760 = 24147.340 kN

Mb = Cc x 391.923 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11144.579 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 461.524 mm, e = Mu/Pu = 675.676 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 495.967 mm, a = k1 x c = 421.572 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 421572.037 = 9675.078 kN

∑Csi = 4333.360 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 9675.078 + 4333.360 - 317.760 = 13690.678 kN

Mn = Cc x 758.691 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9250.490 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=675.678)| = 0.0015 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1800.00 - 80.00 = 1720.000 mm

c = 495.967 mm, a = k1 x c = 421.572 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1720.00-495.97) / 495.97 = 0.00740

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 36754.311 kN ≥ Pn = 13690.678 kN

ΦPn = 0.85 x 13690.678 = 11637.077 kN ≥ Pu = 2945.645 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.676 = 7862.899 kN.m ≥ Mu = 1990.303 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1720.00 = 1247.760 kN

≥ Vu (= 897.464 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1800.000	100.000	1655.283	2945.645	4061.360	1378.768

㉯ 철근비 검토

As = 11492.800 mm² (인장중심 = 144.72 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0068) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1800.0 x 1000.0 = 41310000.0 N

Cs = As x fy = 4597120.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (41310000.0 x 900.00 + 4597120.0 x 144.717 + 317760.0 x 1720.000) / 46224880.0

= 830.523 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 993.170 mm, ab = k1 x cb = 844.194 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 844194.487 = 19374.263 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 4597.120 kN

Pb = 19374.263 + 299.529 - 4597.120 = 15076.672 kN

Mb = Cc x 547.380 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 14024.237 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 930.194 mm, e = Mu/Pu = 1378.768 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 684.229 mm, a = k1 x c = 581.595 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 581594.560 = 13347.595 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 4597.120 kN

Pn = 13347.595 + 299.529 - 4597.120 = 9050.004 kN

Mn = Cc x 539.726 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12477.899 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1378.773)| = 0.0052 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1800.00 - 100.00 = 1700.000 mm

c = 684.229 mm, a = k1 x c = 581.595 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1700.00-684.23) / 684.23 = 0.00445

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.81 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0045-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.814

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 36754.311 kN ≥ Pn = 9050.004 kN

ΦPn = 0.81 x 9050.004 = 7362.869 kN ≥ Pu = 2945.645 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.379 = 10151.686 kN.m ≥ Mu = 4061.360 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1655.28 = 1200.812 kN

≥ Vu (= 1061.683 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1966.667	100.000	1819.454	2578.978	5025.450	1948.621

㉯ 철근비 검토

As = 9735.600 mm² (인장중심 = 147.21 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0054) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1966.7 x 1000.0 = 45135000.0 N

Cs = As x fy = 3894240.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (45135000.0 x 983.33 + 3894240.0 x 147.212 + 317760.0 x 1886.667) / 49347000.0

= 923.167 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1091.673 mm, ab = k1 x cb = 927.922 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 927921.731 = 21295.804 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3894.240 kN

Pb = 21295.804 + 299.529 - 3894.240 = 17701.092 kN

Mb = Cc x 579.538 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 15652.089 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 884.244 mm, e = Mu/Pu = 1948.621 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 477.253 mm, a = k1 x c = 405.665 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 405665.322 = 9310.019 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3894.240 kN

Pn = 9310.019 + 299.529 - 3894.240 = 5715.308 kN

Mn = Cc x 720.335 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11136.974 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1948.622)| = 0.0012 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1966.67 - 100.00 = 1866.667 mm

c = 477.253 mm, a = k1 x c = 405.665 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1866.67-477.25) / 477.25 = 0.00873

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 39284.269 kN ≥ Pn = 5715.308 kN

ΦPn = 0.85 x 5715.308 = 4858.012 kN ≥ Pu = 2578.978 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.949 = 9466.422 kN.m ≥ Mu = 5025.450 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1652.79 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1652.79 = 1183.381 kN

≥ Vu (= 832.858 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1800.000	80.000	1720.000	2945.638	1990.370	675.701

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 11492.800 mm² (압축중심 = 144.72 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0068) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1800.0 x 1000.0 = 41310000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 4597120.0 N

Xp = (41310000.0 x 900.00 + 317760.0 x 80.000 + 4597120.0 x 1655.283) / 46224880.0

= 969.477 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 1032.000 mm, ab = k1 x cb = 877.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 877200.000 = 20131.740 kN, ∑Csi = 4333.360 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 20131.740 + 4333.360 - 317.760 = 24147.340 kN

Mb = Cc x 391.923 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11144.579 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 461.524 mm, e = Mu/Pu = 675.701 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 495.901 mm, a = k1 x c = 421.516 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 421516.266 = 9673.798 kN

∑Csi = 4333.360 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 9673.798 + 4333.360 - 317.760 = 13689.399 kN

Mn = Cc x 758.719 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9249.967 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=675.703) | = 0.0021 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1800.00 - 80.00 = 1720.000 mm

c = 495.901 mm, a = k1 x c = 421.516 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1720.00-495.90) / 495.90 = 0.00741

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 36754.311 kN ≥ Pn = 13689.399 kN

ΦPn = 0.85 x 13689.399 = 11635.989 kN ≥ Pu = 2945.638 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.676 = 7862.447 kN.m ≥ Mu = 1990.370 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1720.00 = 1247.760 kN

≥ Vu (= 897.034 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1800.000	100.000	1655.283	2945.638	4022.971	1365.738

㉯ 철근비 검토

As = 11492.800 mm² (인장중심 = 144.72 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0068) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1800.0 x 1000.0 = 41310000.0 N

Cs = As x fy = 4597120.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (41310000.0 x 900.00 + 4597120.0 x 144.717 + 317760.0 x 1720.000) / 46224880.0

= 830.523 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 993.170 mm, ab = k1 x cb = 844.194 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 844194.487 = 19374.263 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 4597.120 kN

Pb = 19374.263 + 299.529 - 4597.120 = 15076.672 kN

Mb = Cc x 547.380 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 14024.237 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 930.194 mm, e = Mu/Pu = 1365.738 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 690.393 mm, a = k1 x c = 586.834 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 586834.332 = 13467.848 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 4597.120 kN

Pn = 13467.848 + 299.529 - 4597.120 = 9170.256 kN

Mn = Cc x 537.106 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12524.228 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1365.745) | = 0.0062 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1800.00 - 100.00 = 1700.000 mm

c = 690.393 mm, a = k1 x c = 586.834 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1700.00-690.39) / 690.39 = 0.00439

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.81 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0044-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.809

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 36754.311 kN ≥ Pn = 9170.256 kN

ΦPn = 0.81 x 9170.256 = 7420.017 kN ≥ Pu = 2945.638 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.366 = 10133.803 kN.m ≥ Mu = 4022.971 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1655.28 = 1200.811 kN

≥ Vu (= 1061.765 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

8) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

9) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

10) 우측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

11) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

12) 우측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1800 × 0.0020 = 3600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

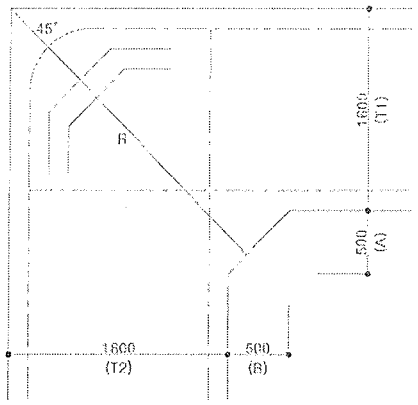
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 3541.791 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 3541.791 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 2757.716 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 쓸 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 4596.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3541.79 \times 10^{6}}{2757.716^2 \times 1000} = 2.329 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 3541.79 \times 10^{6}}{2757.716 \times 180} = 4270.225 \text{ mm}^2$$

Asb = 4596.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 14270.225 mm² - 4596.400 mm²

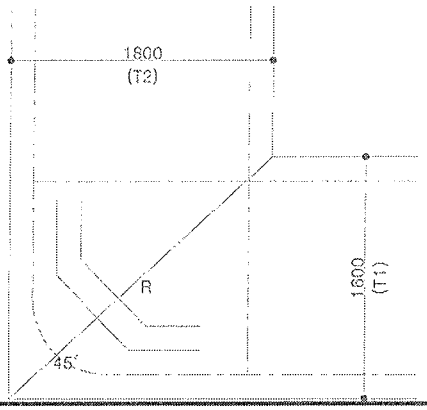
= 9673.825 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 8EA

∴ Total As = 10278.400 mm² > Req'd As (= 9673.825 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 2866.579 kN.m
- 절정부 휨모멘트 : Mo = 2866.579 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2408.319$ mm

▣ 절정부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5746.400 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절정부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2866.58 \times 10^{6}}{2408.319^2 \times 1000} = 2.471 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절정부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 2866.58 \times 10^{6}}{2408.319 \times 180} = 13225.357 \text{ mm}^2$$

Asb = 5746.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 13225.357 mm² - 5746.400 mm²

= 7478.957 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8EA

∴ Total As = 12707.200 mm² > Req'd As (= 7478.957 mm²) ----------> O.K !!!

2 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 3176.8 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0020900 + √(2 x 0.0146 + (0.0146)²) = 0.157

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.157 /3 = 0.948

fs = Mo / (As x d x j) = 535120933.000 / (3176.800 x 1520.000 x 0.948)

= 116.942 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 116.942 x 3176.800 = 371501.346 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0004619 + √(2 x 0.0032 + (0.0032)²) = 0.077

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.077 /3 = 0.974

fs = Mo / (As x d x j) = 535120933.000 / (794.400 x 1720.000 x 0.974)

= 401.988 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 401.988 x 794.400 = 319339.131 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As` T : 대각선 방향의 인장력

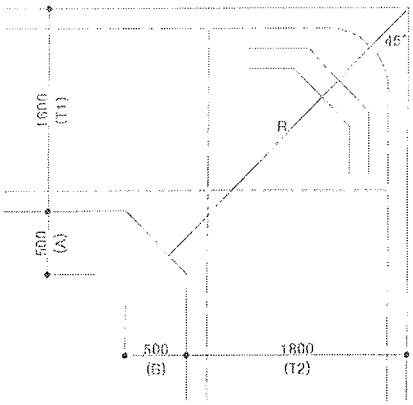
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As` = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(371501.346² + 319339.131²) / 180.0

As` = 2721.603 ㎟

사용철근량 : H32 @ 500, 2EA = 3176.800 ㎟ ∴ O.K

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 3512.093 kN.m
- 절정부 휨모멘트 : Mo = 3512.093 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 2757.716 \text{ mm}$$

▣ 절정부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm^2

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm^2

∴ Total Asb = 4596.400 mm^2

- 절정부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3512.09 \times 10\text{^}6}{2757.716^2 \times 1000} = 2.309 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절정부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 3512.09 \times 10\text{^}6}{2757.716 \times 180} = 14150.569 \text{ mm}^2$$

Asb = 4596.400 mm^2

Req'd As = As - Asb

= 14150.569 mm^2 - 4596.400 mm^2

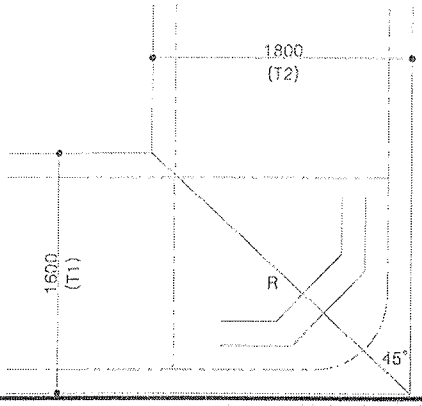
= 9554.169 mm^2

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 8EA

∴ Total As = 10278.400 mm^2 > Req'd As (= 9554.169 mm^2) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 2842.578 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 2842.578 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2408.319$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5746.400 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2842.58 \times 10^{6}}{2408.319^2 \times 1000} = 2.450 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 2842.58 \times 10^{6}}{2408.319 \times 180} = 13114.625 \text{ mm}^2$$

Asb = 5746.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 13114.625 mm² - 5746.400 mm²

= 7368.225 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8EA

∴ Total As = 12707.200 mm² > Req'd As (= 7368.225 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 3176.8 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0020900 + √(2 x 0.0146 + (0.0146)²) = 0.157

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.157 /3 = 0.948

fs = Mo / (As x d x j) = 481301105.000 / (3176.800 x 1520.000 x 0.948)

= 105.181 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 105.181 x 3176.800 = 334137.570 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0004619 + √(2 x 0.0032 + (0.0032)²) = 0.077

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.077 /3 = 0.974

fs = Mo / (As x d x j) = 481301105.000 / (794.400 x 1720.000 x 0.974)

= 361.558 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 361.558 x 794.400 = 287221.574 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As` T : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As` = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(334137.570² + 287221.574²) / 180.0

As` = 2447.877 ㎟

사용철근량 : H32 @ 500, 2EA = 3176.800 ㎟ ∴ O.K

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	1619	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	208.270	O.K	1.67
		중앙부	2	1487	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	215.169	O.K	1.72
		우측	3	1619	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	213.769	O.K	1.71
하부슬래브	1경간	좌측	4	1455	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	274.774	O.K	2.20
		중앙부	5	1487	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	480.003	O.K	3.84
		우측	6	1455	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	279.427	O.K	2.24
좌측벽체	1층	상부	7	1819	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	148.751	O.K	1.19
		중앙부	8	1720	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	9	1655	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	266.116	O.K	2.13
우측벽체	1층	상부	10	1819	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	151.816	O.K	1.22
		중앙부	11	1720	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	12	1655	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	270.136	O.K	2.16

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2695.827 x 1000000 / [9735.600 x (1619.454 - 406.586/3)]
= 186.602 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9735.600/1000.0 + 7x9735.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1619.5/(7x9735.600)]
= 406.586 mm

사용철근량 = 9735.6 mm² (철근도심 : 147.2 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 186.60) - 2.5 x 85.50 = 208.27 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 186.60) = 337.62 mm
Sa는 작은 값인 208.27 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 208.27 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2718.233 x 1000000 / [9530.400 x (1486.667 - 383.632/3)]
= 209.905 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1486.7/(7x9530.400)]
= 383.632 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 209.91) - 2.5 x 64.00 = 215.17 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 209.91) = 300.14 mm
Sa는 작은 값인 215.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 215.17 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2661.154 x 1000000 / [9735.600 x (1619.454 - 406.586/3)]
= 184.202 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9735.600/1000.0 + 7x9735.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1619.5/(7x9735.600)]
= 406.586 mm

사용철근량 = 9735.6 mm² (철근도심 : 147.2 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA. H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 184.20) - 2.5 x 85.50 = 213.77 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 184.20) = 342.02 mm
Sa는 작은 값인 213.77 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 213.77 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2461.762 x 1000000 / [11492.800 x (1455.283 - 410.087/3)]
= 162.447 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11492.800/1000.0 + 7x11492.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1455.3/(7x11492.800)]
= 410.087 mm

사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 162.45) - 2.5 x 84.00 = 274.77 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 162.45) = 387.82 mm
Sa는 작은 값인 274.77 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 274.77 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1593.427 x 1000000 / [9530.400 x (1486.667 - 383.632/3)]
= 123.046 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1486.7/(7x9530.400)]
= 383.632 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 123.05) - 2.5 x 64.00 = 480.00 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 123.05) = 512.00 mm
Sa는 작은 값인 480.00 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 480.00 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2438.360 x 1000000 / [11492.800 x (1455.283 - 410.087/3)]
= 160.903 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11492.800/1000.0 + 7x11492.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1455.3/(7x11492.800)]
= 410.087 mm

사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 160.90) - 2.5 x 84.00 = 279.43 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 160.90) = 391.54 mm
Sa는 작은 값인 279.43 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 279.43 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3541.791 x 1000000 / [9735.600 x (1819.454 - 434.477/3)]
= 217.241 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9735.600/1000.0 + 7x9735.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1819.5/(7x9735.600)]
= 434.477 mm

사용철근량 = 9735.6 mm² (철근도심 : 147.2 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 217.24) - 2.5 x 85.50 = 148.75 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 217.24) = 290.00 mm
Sa는 작은 값인 148.75 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 148.75 mm) ∴ O.K

8) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2866.579 x 1000000 / [11492.800 x (1655.283 - 441.859/3)]
= 165.401 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11492.800/1000.0 + 7x11492.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1655.3/(7x11492.800)]
= 441.859 mm

사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 165.40) - 2.5 x 84.00 = 266.12 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 165.40) = 380.89 mm
Sa는 작은 값인 266.12 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 266.12 mm) ∴ O.K

9) 우측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3512.093 x 1000000 / [9735.600 x (1819.454 - 434.477/3)]
= 215.419 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9735.600/1000.0 + 7x9735.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1819.5/(7x9735.600)]
= 434.477 mm

사용철근량 = 9735.6 mm² (철근도심 : 147.2 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 215.42) - 2.5 x 85.50 = 151.82 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 215.42) = 292.45 mm
Sa는 작은 값인 151.82 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 151.82 mm) ∴ O.K

10) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2842.578 x 1000000 / [11492.800 x (1655.283 - 441.859/3)]
= 164.016 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11492.800/1000.0 + 7x11492.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1655.3/(7x11492.800)]
= 441.859 mm

사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 164.02) - 2.5 x 84.00 = 270.14 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 164.02) = 384.11 mm
Sa는 작은 값인 270.14 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 270.14 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 12.450 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.60 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 12.450 / 28

T = 0.445 m < 1.600 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

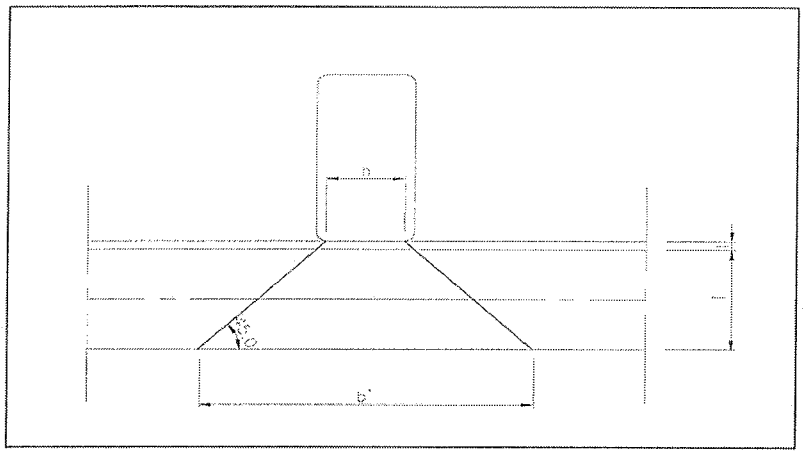
1) 고정하중

- 구체자중 = 1680.850 / 14.250 = 117.954 kN/m²
- 상부연직하중 = 222.533 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

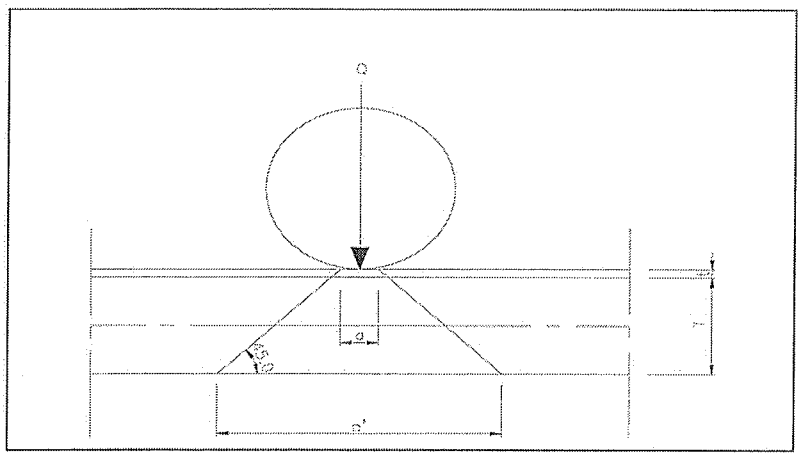


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 1600 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.600 + 0.040) × cot 45°

= 3.780 m



a' = 0.200 + 2 × (1.600 + 0.040) × cot 45°

= 3.480 m

$$Qz = 96.0 / (3.780 \times 3.480) = 7.298 \ kN/m^2$$

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$$Qmax = 117.95 + 222.53 + 10.00 + 0.92 + 7.30$$
$$= 358.705 \ kN/m^2$$

2) 지반의 허용연직지지력

$$Qa = 813.190 \ kN/m^2 \geq Qmax = 358.705 \ kN/m^2 \ ..... \ O.K$$

(3) 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	14.250	×	1.600	×	25.000	=	570.000	kN/m
- 하부슬래브	:	14.250	×	1.600	×	25.000	=	570.000	kN/m
- 벽체	:	1.800	×	5.940	×	25.000	=	267.300	kN/m
	:	1.800	×	5.940	×	25.000	=	267.300	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000	=	6.250	kN/m
- 포장	:	9.050	×	0.040	×	23.000	=	8.326	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	14.250	×	1.000	×	19.000	=	270.750	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	14.250	×	10.629	×	10.000	=	1514.633	kN/m
- 수직수압	:	14.250	×	10.629	×	10.000	=	1514.633	kN/m
						∴ Σ	=	4989.191	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 10.629 \times 19.000 + 10.629^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 279.103$ kN/m

∴ Σ = 3.458 + 279.103 = 282.561 kN/m

(3) 저항력

R = 4989.191 + 282.561 = 5271.752 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 14.250 × 19.769 × 10.000

= 2817.083 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 5271.752 / 2817.083

= 1.871 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -5.5 m (보링주상도 ATB-1 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	14.250	×	1.600	×	25.000			=	570.000	kN/m
- 하부슬래브	:	14.250	×	1.600	×	25.000			=	570.000	kN/m
- 벽체	:	1.800	×	5.940	×	25.000	×	2	=	534.600	kN/m
	:	1.800	×	5.940	×	25.000	×	2	=	534.600	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250	kN/m
- 포장	:	9.050	×	0.040	×	23.000			=	8.326	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	14.250	×	5.500	×	19.000			=	1489.125	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	14.250	×	6.129	×	10.000			=	873.383	kN/m
- 수직수압	:	14.250	×	6.129	×	10.000			=	873.383	kN/m
								∴ Σ	=	5459.666	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 5.500^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 104.596$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 5.500 \times 6.129 \times 19.000 + 6.129^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 301.478$ kN/m

∴ Σ = 104.596 + 301.478 = 406.074 kN/m

(3) 저항력

R = 5459.666 + 406.074 = 5865.740 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 14.250 × 15.269 × 10.000

= 2175.833 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 5865.740 / 2175.833

= 2.696 > 1.20 ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{570.000}{14.250 \times 10.000 \times 1.100} = 3.636 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.636 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{837.300}{14.250 \times 10.000 \times 1.100} = 5.342 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 5.342 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{843.550}{14.250 \times 10.000 \times 1.100} = 5.381 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 5.381 m 이하유지

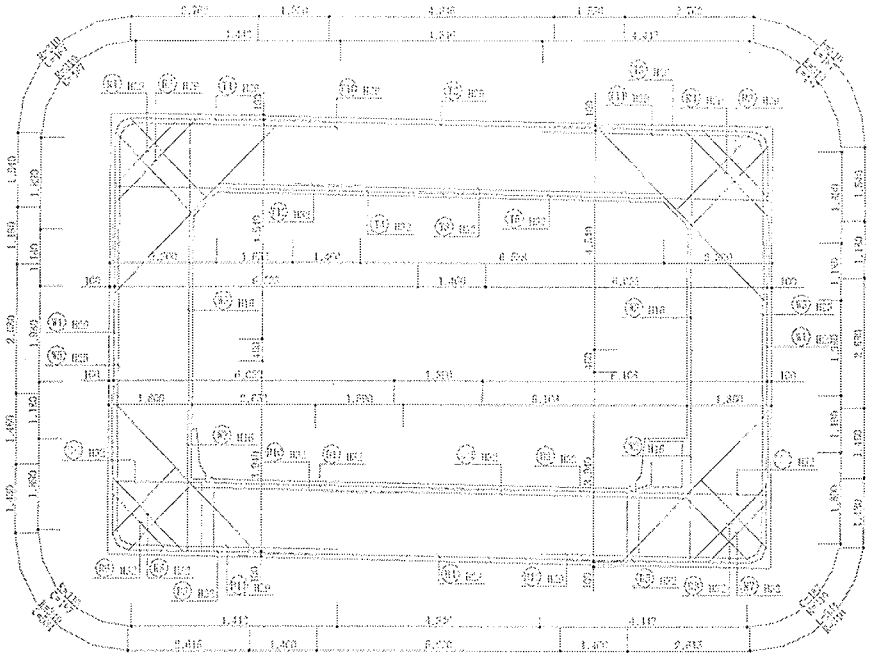
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{1680.850}{14.250 \times 10.000 \times 1.100} = 10.723 \text{ m}$$

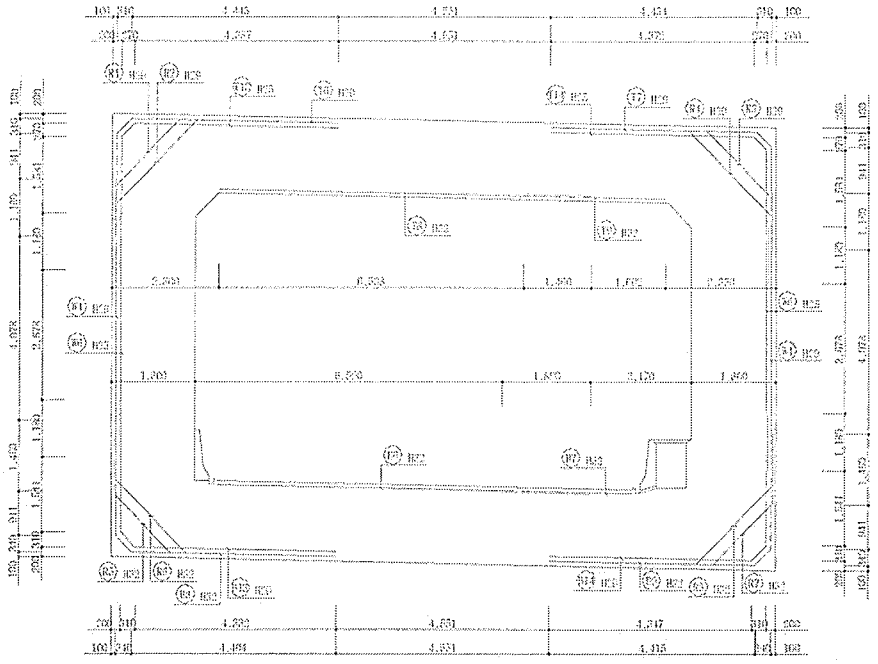
∴ 구조물 저면으로 부터 10.723 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



제 2 장 시점측 영업소

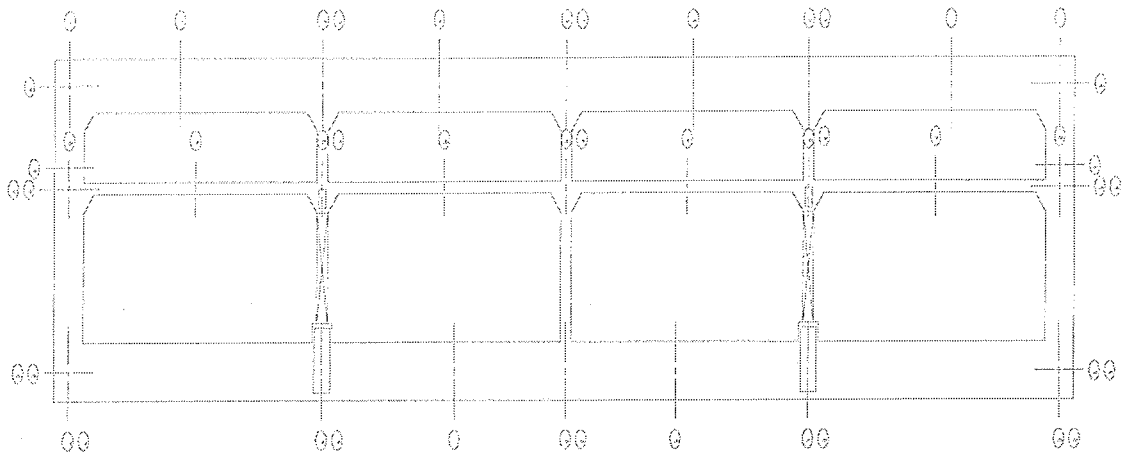
2.1 영업소 BOX

B6

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 내측벽체 검토
18. 절점부 검토
19. 사용성 검토
20. 기초 지지력 검토
21. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1423	2944.1	3308.9	6328.9	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	7150	1.12
		중앙부	2	1000	1320	2100.8	2228.2	4835.2	H29 - 8.0EA	5139	1.06
		우측	3	1000	1417	3120.4	3710.2	6759.5	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	8107	1.19
	2경간	좌측	4	1000	1417	2867.3	3710.2	6188.4	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	8107	1.29
		중앙부	5	1000	1320	1433.7	2000.3	3264.9	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596	1.40
		우측	6	1000	1423	2936.0	3308.9	6310.8	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	7150	1.13
	3경간	좌측	7	1000	1423	2933.0	3308.9	6303.9	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	7150	1.13
		중앙부	8	1000	1320	1420.8	2000.3	3234.9	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596	1.41
		우측	9	1000	1417	2837.7	3710.2	6122.0	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	8107	1.31
	4경간	좌측	10	1000	1417	3114.9	3710.2	6746.9	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	8107	1.19
		중앙부	11	1000	1320	2077.9	2228.2	4780.9	H29 - 8.0EA	5139	1.07
		우측	12	1000	1423	2904.4	3308.9	6240.0	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	7150	1.14
하부슬래브	1경간	좌측	13	1000	1361	3668.1	4495.1	8375.7	H32 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	10407	1.23
		좌측(배수구단면)	13	1000	1240	1472.6	3712.9	3916.6	H32 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	10407	2.52
		중앙부	14	1000	1420	2564.9	2947.9	5498.0	H32 - 8.0EA	6354	1.15
		우측	15	1000	1417	2997.0	3710.2	6480.4	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	8107	1.24
	2경간	좌측	16	1000	1417	3133.1	3710.2	6788.1	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	8107	1.18
		중앙부	17	1000	1420	1424.0	1908.4	3004.9	H25 - 8.0EA	4054	1.34
		우측	18	1000	1350	3126.3	3526.5	7140.2	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	8107	1.13
	3경간	좌측	19	1000	1350	3137.7	3526.5	7167.5	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	8107	1.12
		중앙부	20	1000	1420	1422.9	1908.4	3002.5	H25 - 8.0EA	4054	1.34
		우측	21	1000	1417	3114.5	3710.2	6746.1	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	8107	1.19
	4경간	좌측	22	1000	1417	2984.5	3710.2	6452.4	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	8107	1.24
		중앙부	23	1000	1420	2633.8	2947.9	5651.3	H32 - 8.0EA	6354	1.12
		우측	24	1000	1361	3619.3	4495.1	8257.7	H32 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	10407	1.24
		우측(배수구단면)	24	1000	1240	1472.6	3712.9	3916.6	H32 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	10407	2.52

중간슬래브	1경간	좌측	25	1000	387	139.4	285.8	1087.2	H19 - 8.0EA	2292	2.05
		중앙부	26	1000	220	70.6	111.4	982.3	H16 - 8.0EA	1589	1.58
		우측	27	1000	387	173.0	285.8	1357.5	H19 - 8.0EA	2292	1.65
	2경간	좌측	28	1000	387	159.8	285.8	1250.5	H19 - 8.0EA	2292	1.79
		중앙부	29	1000	220	73.2	111.4	1019.9	H16 - 8.0EA	1589	1.52
		우측	30	1000	387	183.5	285.8	1442.6	H19 - 8.0EA	2292	1.56
	3경간	좌측	31	1000	387	183.0	285.8	1438.7	H19 - 8.0EA	2292	1.56
		중앙부	32	1000	220	73.5	111.4	1024.2	H16 - 8.0EA	1589	1.52
		우측	33	1000	387	158.7	285.8	1241.8	H19 - 8.0EA	2292	1.80
	4경간	좌측	34	1000	387	172.2	285.8	1350.7	H19 - 8.0EA	2292	1.66
		중앙부	35	1000	220	70.8	111.4	985.3	H16 - 8.0EA	1589	1.57
		우측	36	1000	387	138.3	285.8	1078.5	H19 - 8.0EA	2292	2.07
좌측벽체	1층	상부	37	1000	1467	1923.2	6135.7	-	H32 - 8.0EA	7942	3.19
		중앙부	38	1000	1320	2084.9	4117.5	-	H29 - 8.0EA	15546	1.98
		하부	39	1000	1261	3517.8	5901.2	-	H32 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	15546	1.68
	2층	상부	40	1000	1423	3321.9	4658.7	-	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	8739	1.40
		중앙부	41	1000	1320	822.5	5249.6	-	H16 - 8.0EA	11039	6.38
		하부	42	1000	1300	1736.5	5049.9	-	H32 - 8.0EA	7942	2.91
우측벽체	1층	상부	43	1000	1467	1966.6	6034.0	-	H32 - 8.0EA	7942	3.07
		중앙부	44	1000	1320	2149.1	4013.5	-	H29 - 8.0EA	15546	1.87
		하부	45	1000	1261	3477.2	5917.0	-	H32 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	15546	1.70
	2층	상부	46	1000	1423	3223.0	4704.3	-	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	8739	1.46
		중앙부	47	1000	1320	765.7	5530.7	-	H16 - 8.0EA	11039	7.22
		하부	48	1000	1300	1799.5	4936.3	-	H32 - 8.0EA	7942	2.74

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	3	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
	2 경간	좌측	4	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	5	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	6	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
	3 경간	좌측	7	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	8	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	9	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
	4 경간	좌측	10	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	11	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	12	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측	13	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		좌측 (배수구단면)	13	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	14	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측	15	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
	2 경간	좌측	16	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	17	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측	18	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
	3 경간	좌측	19	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	20	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측	21	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
	4 경간	좌측	22	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	23	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측	24	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측 (배수구단면)	24	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
중간 슬래브	1 경간	좌측	25	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
		중앙부	26	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
		우측	27	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
	2 경간	좌측	28	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
		중앙부	29	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
		우측	30	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
	3 경간	좌측	31	600.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	32	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
		우측	33	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
	4 경간	좌측	34	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
		중앙부	35	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
		우측	36	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
좌측 벽체	1 층	1층(상부)	37	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		1층(중앙부)	38	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		1층(하부)	39	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
	2 층	2층(상부)	40	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		2층(중앙부)	41	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		2층(하부)	42	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
우측 벽체	1 층	1층(상부)	43	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		1층(중앙부)	44	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		1층(하부)	45	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
	2 층	2층(상부)	46	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		2층(중앙부)	47	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		2층(하부)	48	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	816.2	1050.3	1814.6	2.00	93.11	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	2	857.4	383.5	1381.7	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	3	811.9	1174.9	1804.9	2.00	145.21	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	4	811.9	1006.3	1804.9	2.00	77.75	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	857.4	102.3	1381.7	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	816.2	1068.3	1814.6	2.00	100.28	H16	150	397.20	O.K
	3경간	좌측	7	816.2	1066.4	1814.6	2.00	99.53	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	8	857.4	99.2	1381.7	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	9	811.9	1004.2	1804.9	2.00	76.92	H16	150	397.20	O.K
	4경간	좌측	10	811.9	1174.7	1804.9	2.00	145.13	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	11	857.4	398.5	1381.7	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	12	816.2	1016.8	1814.6	2.00	79.78	H16	150	397.20	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	13	884.0	1054.8	1965.3	2.00	62.73	H16	150	397.20	O.K
		좌측 (배수구단면)	13	740.5	1389.0	1646.1	2.00	284.40	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	14	922.3	1057.2	2050.4	2.00	47.51	H16	150	397.20	O.K
		우측	15	876.9	1245.1	1949.3	2.00	136.39	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	16	876.9	1134.8	1949.3	2.00	95.53	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	17	922.3	314.8	1486.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	18	876.9	1128.4	1949.3	2.00	93.17	H16	150	397.20	O.K
	3경간	좌측	19	876.9	1129.8	1949.3	2.00	93.70	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	20	922.3	314.7	1486.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	21	876.9	1132.6	1949.3	2.00	94.71	H16	150	397.20	O.K
	4경간	좌측	22	876.9	1238.2	1949.3	2.00	133.84	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	23	922.3	1052.4	2050.4	2.00	45.80	H16	150	397.20	O.K
		우측	24	884.0	1052.1	1965.3	2.00	61.73	H16	150	397.20	O.K
		우측 (배수구단면)	24	740.5	1389.0	1646.1	2.00	284.40	H16	150	397.20	O.K
중간슬래브	1경간	좌측	25	142.9	79.0	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	26	142.9	15.9	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	27	142.9	85.4	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
	2경간	좌측	28	142.9	83.3	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	29	142.9	20.1	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	30	142.9	86.0	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
	3경간	좌측	31	142.9	87.9	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	32	142.9	20.0	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	33	142.9	83.2	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
	4경간	좌측	34	142.9	85.2	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	35	142.9	15.9	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	36	142.9	78.9	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	37	913.6	1246.9	2926.5	2.00	128.17	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	38	935.7	2341.8	2979.5	2.00	532.62	H22	150	774.20	O.K
		하부	39	893.9	1697.9	2846.5	2.00	318.81	H22	150	774.20	O.K
	2층	상부	40	875.5	931.1	2821.4	2.00	22.12	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	41	922.6	816.0	2966.4	2.00	-	H22	150	774.20	O.K
		하부	42	909.6	705.4	2922.5	2.00	-	H22	150	774.20	O.K
우측벽체	1층	상부	43	913.4	1334.4	2926.3	2.00	161.94	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	44	935.4	2272.9	2979.3	2.00	506.65	H22	150	774.20	O.K
		하부	45	893.6	1690.7	2846.2	2.00	316.04	H22	150	774.20	O.K
	2층	상부	46	875.3	922.9	2821.1	2.00	18.94	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	47	922.3	797.0	2966.2	2.00	-	H22	150	774.20	O.K
		하부	48	909.3	695.7	2922.2	2.00	-	H22	150	774.20	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	1423	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	125	541.858	O.K	4.34
		중앙부	2	1320	H29 - 8.0EA	125	162.474	O.K	1.30
		우측	3	1417	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	152.088	O.K	1.22
	2경간	좌측	4	1417	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	196.273	O.K	1.57
		중앙부	5	1320	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	277.493	O.K	2.22
		우측	6	1423	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	125	135.968	O.K	1.09
	3경간	좌측	7	1423	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	125	136.293	O.K	1.09
		중앙부	8	1320	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	281.031	O.K	2.25
		우측	9	1417	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	200.144	O.K	1.60
	4경간	좌측	10	1417	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	152.662	O.K	1.22
		중앙부	11	1320	H29 - 8.0EA	125	164.657	O.K	1.32
		우측	12	1423	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	125	554.557	O.K	4.44
하부슬래브	1경간	좌측	13	1361	H32 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	162.625	O.K	1.30
		좌측(배수구단면)	13	1240	H32 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	559.000	O.K	4.47
		중앙부	14	1420	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측	15	1417	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	166.780	O.K	1.33
	2경간	좌측	16	1417	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	150.440	O.K	1.20
		중앙부	17	1420	H25 - 8.0EA	125	242.809	O.K	1.94
		우측	18	1350	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	134.036	O.K	1.07
	3경간	좌측	19	1350	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	132.922	O.K	1.06
		중앙부	20	1420	H25 - 8.0EA	125	243.096	O.K	1.95
		우측	21	1417	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	152.349	O.K	1.22
	4경간	좌측	22	1417	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	168.172	O.K	1.35
		중앙부	23	1420	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측	24	1361	H32 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	166.857	O.K	1.34
		우측(배수구단면)	24	1240	H32 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	559.000	O.K	4.47

중간슬래브	1경간	좌측	25	387	H19 - 8.0EA	125	392.363	O.K	3.14
		중앙부	26	220	H16 - 8.0EA	125	247.115	O.K	1.98
		우측	27	387	H19 - 8.0EA	125	278.154	O.K	2.23
	2경간	좌측	28	387	H19 - 8.0EA	125	331.951	O.K	2.66
		중앙부	29	220	H16 - 8.0EA	125	232.187	O.K	1.86
		우측	30	387	H19 - 8.0EA	125	264.711	O.K	2.12
	3경간	좌측	31	387	H19 - 8.0EA	125	265.617	O.K	2.13
		중앙부	32	220	H16 - 8.0EA	125	230.927	O.K	1.85
		우측	33	387	H19 - 8.0EA	125	334.695	O.K	2.68
	4경간	좌측	34	387	H19 - 8.0EA	125	279.871	O.K	2.24
		중앙부	35	220	H16 - 8.0EA	125	246.195	O.K	1.97
		우측	36	387	H19 - 8.0EA	125	395.766	O.K	3.17
좌측벽체	1층	1층(상부)	37	1467	H32 - 8.0EA	125	521.307	O.K	4.17
		1층(중앙부)	38	1320	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	39	1261	H32 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	146.350	O.K	1.17
	2층	2층(상부)	40	1423	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	125	363.768	O.K	2.91
		2층(중앙부)	41	1320	H16 - 8.0EA	125	249.787	O.K	2.00
		2층(하부)	42	1300	H32 - 8.0EA	125	582.098	O.K	4.66
우측벽체	1층	1층(상부)	43	1467	H32 - 8.0EA	125	567.583	O.K	4.54
		1층(중앙부)	44	1320	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	45	1261	H32 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	149.837	O.K	1.20
	2층	2층(상부)	46	1423	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	125	374.695	O.K	3.00
		2층(중앙부)	47	1320	H16 - 8.0EA	125	298.520	O.K	2.39
		2층(하부)	48	1300	H32 - 8.0EA	125	643.392	O.K	5.15

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 4 련 영업소(시점) (내공 : 4@(11.1M × 5.94M), 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트(ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 27804 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 5.650 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ= 0.500

9) 설계방법

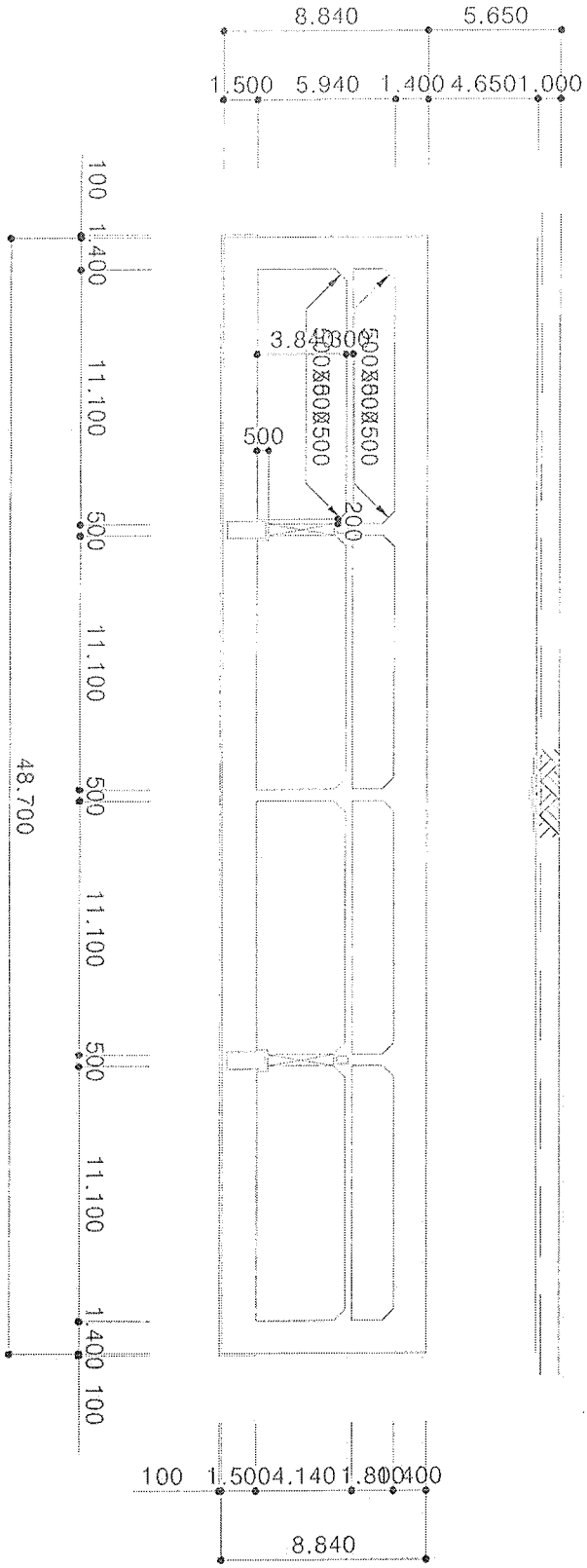
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준·해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


8.840
5.650
1.500
5.940
1.400
4.650
1.000
100
1.400
11.100
500
11.100
500
11.100
500
11.100
1.400
100
48.700
3.840
500
500
200
100
1.500
4.140
1.800
400
8.840

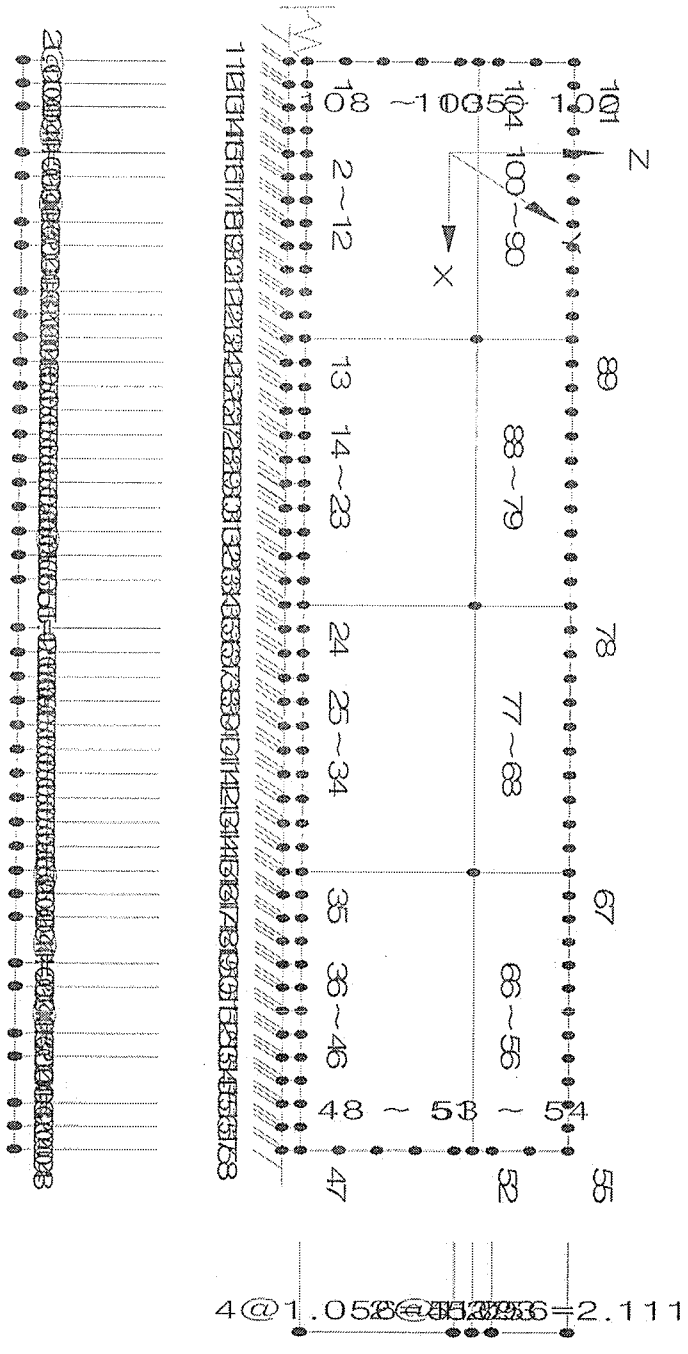
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

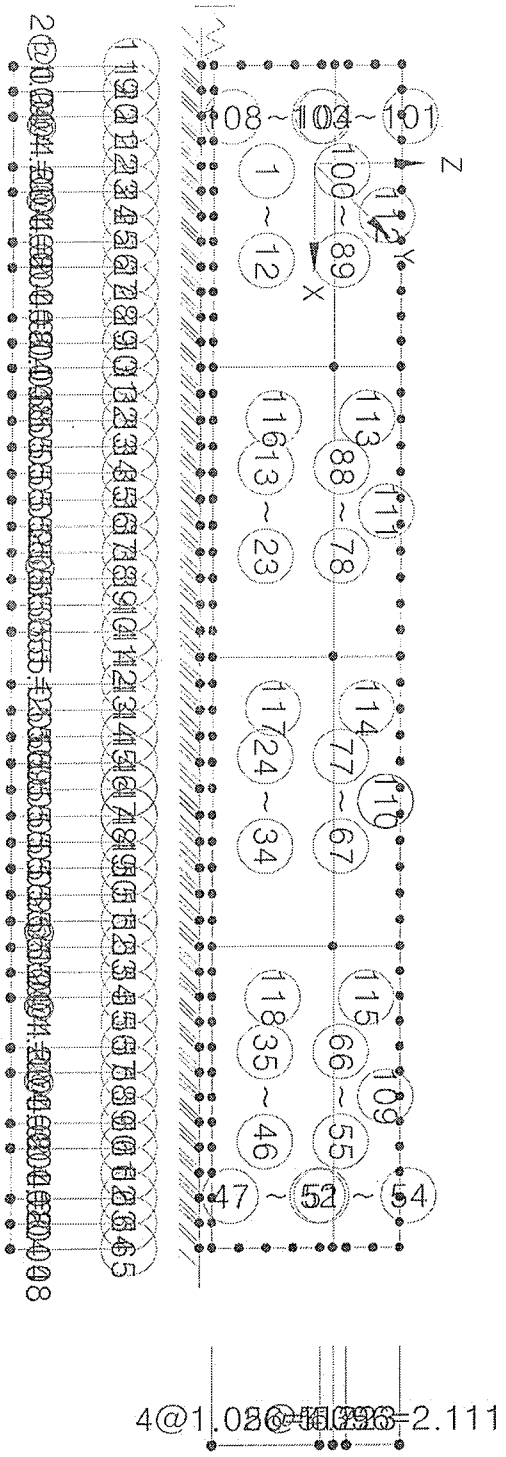
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.500 × 1.000	= 1.500	0.28125	1~46
2	1.400 × 1.000	= 1.400	0.22867	47~108
3	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	109~112
4	0.500 × 1.000	= 0.500	0.01042	113~115,117
5	0.500 × 1.200 / 2.700	= 0.222	0.00463	116,118

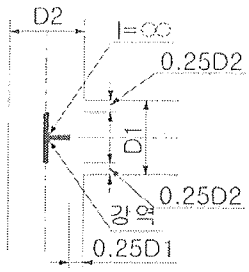
3) 단면좌표

(단위 : m)

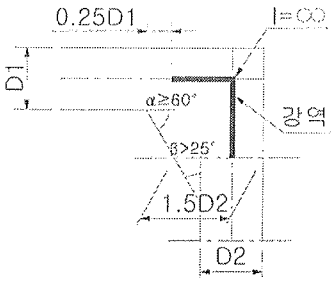
절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	80	21.541	7.890
2	1.004	0.500	81	20.486	7.890
3	2.008	0.500	82	19.432	7.890
4	3.013	0.500	83	18.377	7.890
5	4.017	0.500	84	17.323	7.890
6	5.021	0.500	85	16.268	7.890
7	6.025	0.500	86	15.214	7.890
8	7.029	0.500	87	14.159	7.890
9	8.033	0.500	88	13.105	7.890
10	9.037	0.500	89	12.050	7.890
11	10.042	0.500	90	11.046	7.890
12	11.046	0.500	91	10.042	7.890
13	12.050	0.500	92	9.037	7.890
14	13.105	0.500	93	8.033	7.890
15	14.159	0.500	94	7.029	7.890
16	15.214	0.500	95	6.025	7.890
17	16.268	0.500	96	5.021	7.890
18	17.323	0.500	97	4.017	7.890
19	18.377	0.500	98	3.013	7.890
20	19.432	0.500	99	2.008	7.890
21	20.486	0.500	100	1.004	7.890
22	21.541	0.500	101	0.000	7.890
23	22.595	0.500	102	0.000	6.834
24	23.650	0.500	103	0.000	5.779
25	24.705	0.500	104	0.000	5.240
26	25.759	0.500	105	0.000	4.723
27	26.814	0.500	106	0.000	3.667
28	27.868	0.500	107	0.000	2.611
29	28.923	0.500	108	0.000	1.556
30	29.977	0.500	109	35.250	5.240
31	31.032	0.500	110	23.650	5.240
32	32.086	0.500	111	12.050	5.240
33	33.141	0.500	112	0.000	0.000
34	34.195	0.500	113	1.004	0.000
35	35.250	0.500	114	2.008	0.000
36	36.254	0.500	115	3.013	0.000
37	37.258	0.500	116	4.017	0.000
38	38.263	0.500	117	5.021	0.000
39	39.267	0.500	118	6.025	0.000
40	40.271	0.500	119	7.029	0.000
41	41.275	0.500	120	8.033	0.000

42	42.279	0.500	121	9.037	0.000
43	43.283	0.500	122	10.042	0.000
44	44.288	0.500	123	11.046	0.000
45	45.292	0.500	124	12.050	0.000
46	46.296	0.500	125	13.105	0.000
47	47.300	0.500	126	14.159	0.000
48	47.300	1.556	127	15.214	0.000
49	47.300	2.611	128	16.268	0.000
50	47.300	3.667	129	17.323	0.000
51	47.300	4.723	130	18.377	0.000
52	47.300	5.240	131	19.432	0.000
53	47.300	5.779	132	20.486	0.000
54	47.300	6.834	133	21.541	0.000
55	47.300	7.890	134	22.595	0.000
56	46.296	7.890	135	23.650	0.000
57	45.292	7.890	136	24.705	0.000
58	44.288	7.890	137	25.759	0.000
59	43.283	7.890	138	26.814	0.000
60	42.279	7.890	139	27.868	0.000
61	41.275	7.890	140	28.923	0.000
62	40.271	7.890	141	29.977	0.000
63	39.267	7.890	142	31.032	0.000
64	38.263	7.890	143	32.086	0.000
65	37.258	7.890	144	33.141	0.000
66	36.254	7.890	145	34.195	0.000
67	35.250	7.890	146	35.250	0.000
68	34.195	7.890	147	36.254	0.000
69	33.141	7.890	148	37.258	0.000
70	32.086	7.890	149	38.263	0.000
71	31.032	7.890	150	39.267	0.000
72	29.977	7.890	151	40.271	0.000
73	28.923	7.890	152	41.275	0.000
74	27.868	7.890	153	42.279	0.000
75	26.814	7.890	154	43.283	0.000
76	25.759	7.890	155	44.288	0.000
77	24.705	7.890	156	45.292	0.000
78	23.650	7.890	157	46.296	0.000
79	22.595	7.890	158	47.300	0.000

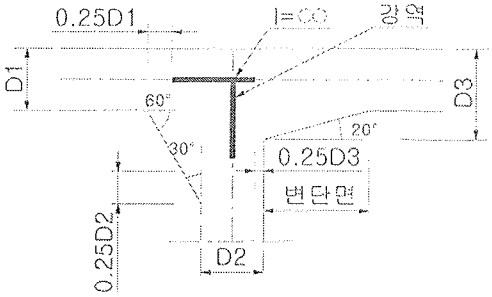
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 101 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 500 ㎜

(2) 101 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 500 ㎜

(3) 89 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 50 ㎜

(4) 89 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 50 ㎜

(5) 89 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (500 × 500) / (2 × 500) = 950 ㎜

(6) 78 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 50 ㎜

(7) 78 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 50 ㎜

(8) 78 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (500 × 500) / (2 × 500) = 950 ㎜

(9) 67 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 50 ㎜

(10) 67 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 50 ㎜

(11) 67 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (500 × 500) / (2 × 500) = 950 ㎜

(12) 55 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 500 ㎜

(13) 55 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 500 ㎜

(14) 104 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 1050 ㎜

(15) 104 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 1400 <= 0 ㎜

(16) 104 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 300 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) <= 0 ㎜

(17) 111 지점 - 슬래브 중간 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(18) 111 지점 - 슬래브 중간 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(19) 111 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 500 = 25 mm

(20) 111 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 300 / 2 + 500 - (500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(21) 110 지점 - 슬래브 중간 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(22) 110 지점 - 슬래브 중간 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(23) 110 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 500 = 25 mm

(24) 110 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 300 / 2 + 500 - (500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(25) 109 지점 - 슬래브 중간 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(26) 109 지점 - 슬래브 중간 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(27) 109 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 500 = 25 mm

(28) 109 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 300 / 2 + 500 - (500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(29) 52 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 1050 mm

(30) 52 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 1400 <= 0 mm

(31) 52 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 300 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) <= 0 mm

(32) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1500 = 325 mm

(33) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1400 = 400 mm

(34) 13 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1500 = 75 mm

(35) 13 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1500 = 75 mm

(36) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 500 = 625 mm

(37) 24 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 500 / 2 - 0.25 × 1500 <= 0 mm

(38) 24 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 500 / 2 - 0.25 × 1500 <= 0 mm

(39) 24 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 500 = 625 mm

(40) 35 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1500 = 75 ㎜

(41) 35 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1500 = 75 ㎜

(42) 35 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 500 = 625 ㎜

(43) 47 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1500 = 325 ㎜

(44) 47 지점 - 슬래브 벽체 연결부

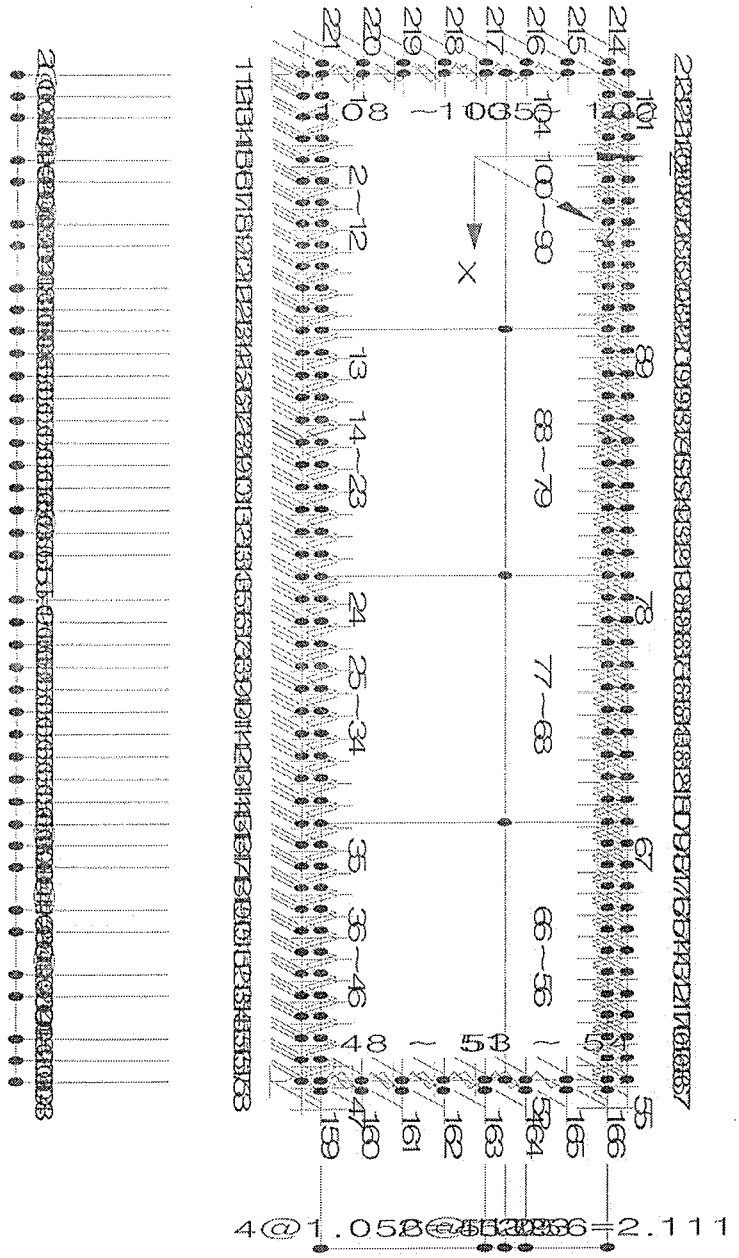
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1400 = 400 ㎜

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

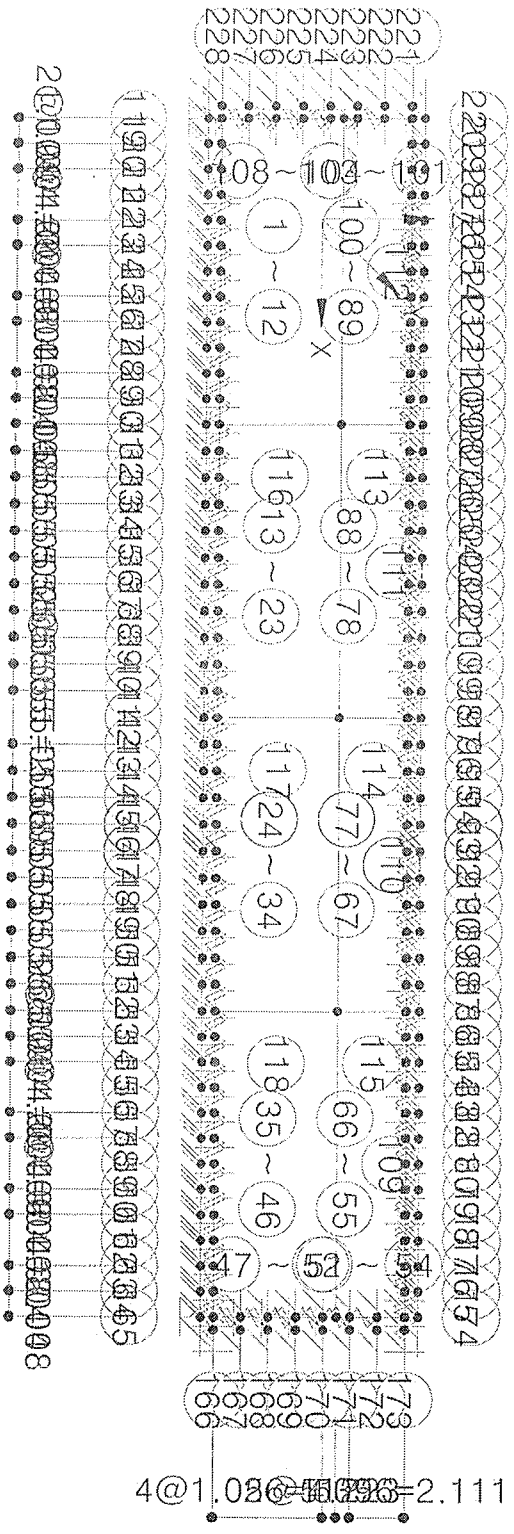
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재상도



2) 단면제원

NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.500 × 1.000	= 1.500	0.28125	1~46
2	1.400 × 1.000	= 1.400	0.22867	47~108
3	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	109~112
4	0.500 × 1.000	= 0.500	0.01042	113~115,117
5	0.500 × 1.200 / 2.700	= 0.222	0.00463	116,118

3) 단면좌표

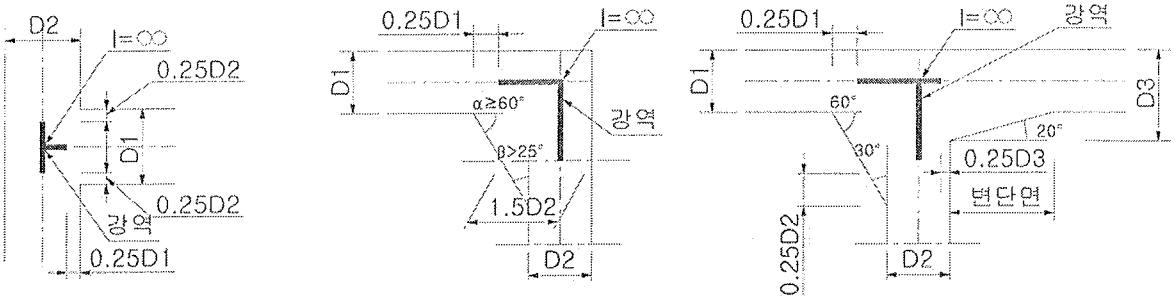
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.500	0.500	112	0.500	0.000
2	1.504	0.500	113	1.504	0.000
3	2.508	0.500	114	2.508	0.000
4	3.513	0.500	115	3.513	0.000
5	4.517	0.500	116	4.517	0.000
6	5.521	0.500	117	5.521	0.000
7	6.525	0.500	118	6.525	0.000
8	7.529	0.500	119	7.529	0.000
9	8.533	0.500	120	8.533	0.000
10	9.537	0.500	121	9.537	0.000
11	10.542	0.500	122	10.542	0.000
12	11.546	0.500	123	11.546	0.000
13	12.550	0.500	124	12.550	0.000
14	13.605	0.500	125	13.605	0.000
15	14.659	0.500	126	14.659	0.000
16	15.714	0.500	127	15.714	0.000
17	16.768	0.500	128	16.768	0.000
18	17.823	0.500	129	17.823	0.000
19	18.877	0.500	130	18.877	0.000
20	19.932	0.500	131	19.932	0.000
21	20.986	0.500	132	20.986	0.000
22	22.041	0.500	133	22.041	0.000
23	23.095	0.500	134	23.095	0.000
24	24.150	0.500	135	24.150	0.000
25	25.205	0.500	136	25.205	0.000
26	26.259	0.500	137	26.259	0.000
27	27.314	0.500	138	27.314	0.000
28	28.368	0.500	139	28.368	0.000
29	29.423	0.500	140	29.423	0.000
30	30.477	0.500	141	30.477	0.000
31	31.532	0.500	142	31.532	0.000
32	32.586	0.500	143	32.586	0.000
33	33.641	0.500	144	33.641	0.000
34	34.695	0.500	145	34.695	0.000
35	35.750	0.500	146	35.750	0.000
36	36.754	0.500	147	36.754	0.000
37	37.758	0.500	148	37.758	0.000
38	38.763	0.500	149	38.763	0.000
39	39.767	0.500	150	39.767	0.000
40	40.771	0.500	151	40.771	0.000
41	41.775	0.500	152	41.775	0.000

42	42.779	0.500	153	42.779	0.000
43	43.783	0.500	154	43.783	0.000
44	44.788	0.500	155	44.788	0.000
45	45.792	0.500	156	45.792	0.000
46	46.796	0.500	157	46.796	0.000
47	47.800	0.500	158	47.800	0.000
48	47.800	1.556	159	48.300	0.500
49	47.800	2.611	160	48.300	1.556
50	47.800	3.667	161	48.300	2.611
51	47.800	4.723	162	48.300	3.667
52	47.800	5.240	163	48.300	4.723
53	47.800	5.779	164	48.300	5.779
54	47.800	6.834	165	48.300	6.834
55	47.800	7.890	166	48.300	7.890
56	46.796	7.890	167	47.800	8.390
57	45.792	7.890	168	46.796	8.390
58	44.788	7.890	169	45.792	8.390
59	43.783	7.890	170	44.788	8.390
60	42.779	7.890	171	43.783	8.390
61	41.775	7.890	172	42.779	8.390
62	40.771	7.890	173	41.775	8.390
63	39.767	7.890	174	40.771	8.390
64	38.763	7.890	175	39.767	8.390
65	37.758	7.890	176	38.763	8.390
66	36.754	7.890	177	37.758	8.390
67	35.750	7.890	178	36.754	8.390
68	34.695	7.890	179	35.750	8.390
69	33.641	7.890	180	34.695	8.390
70	32.586	7.890	181	33.641	8.390
71	31.532	7.890	182	32.586	8.390
72	30.477	7.890	183	31.532	8.390
73	29.423	7.890	184	30.477	8.390
74	28.368	7.890	185	29.423	8.390
75	27.314	7.890	186	28.368	8.390
76	26.259	7.890	187	27.314	8.390
77	25.205	7.890	188	26.259	8.390
78	24.150	7.890	189	25.205	8.390
79	23.095	7.890	190	24.150	8.390
80	22.041	7.890	191	23.095	8.390
81	20.986	7.890	192	22.041	8.390
82	19.932	7.890	193	20.986	8.390
83	18.877	7.890	194	19.932	8.390
84	17.823	7.890	195	18.877	8.390
85	16.768	7.890	196	17.823	8.390
86	15.714	7.890	197	16.768	8.390
87	14.659	7.890	198	15.714	8.390

88	13.605	7.890	199	14.659	8.390
89	12.550	7.890	200	13.605	8.390
90	11.546	7.890	201	12.550	8.390
91	10.542	7.890	202	11.546	8.390
92	9.537	7.890	203	10.542	8.390
93	8.533	7.890	204	9.537	8.390
94	7.529	7.890	205	8.533	8.390
95	6.525	7.890	206	7.529	8.390
96	5.521	7.890	207	6.525	8.390
97	4.517	7.890	208	5.521	8.390
98	3.513	7.890	209	4.517	8.390
99	2.508	7.890	210	3.513	8.390
100	1.504	7.890	211	2.508	8.390
101	0.500	7.890	212	1.504	8.390
102	0.500	6.834	213	0.500	8.390
103	0.500	5.779	214	0.000	7.890
104	0.500	5.240	215	0.000	6.834
105	0.500	4.723	216	0.000	5.779
106	0.500	3.667	217	0.000	4.723
107	0.500	2.611	218	0.000	3.667
108	0.500	1.556	219	0.000	2.611
109	35.750	5.240	220	0.000	1.556
110	24.150	5.240	221	0.000	0.500
111	12.550	5.240			

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 101 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 500 ㎜

(2) 101 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 500 ㎜

(3) 89 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 50 ㎜

(4) 89 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 50 ㎜

(5) 89 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (500 × 500) / (2 × 500) = 950 mm

(6) 78 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 50 mm

(7) 78 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 50 mm

(8) 78 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (500 × 500) / (2 × 500) = 950 mm

(9) 67 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 50 mm

(10) 67 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 50 mm

(11) 67 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (500 × 500) / (2 × 500) = 950 mm

(12) 55 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

(13) 55 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

(14) 104 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 1050 mm

(15) 104 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 1400 <= 0 mm

(16) 104 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 300 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) <= 0 mm

(17) 111 지점 - 슬래브 중간 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(18) 111 지점 - 슬래브 중간 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(19) 111 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 500 = 25 mm

(20) 111 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 300 / 2 + 500 - (500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(21) 110 지점 - 슬래브 중간 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(22) 110 지점 - 슬래브 중간 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(23) 110 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 500 = 25 mm

(24) 110 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 300 / 2 + 500 - (500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(25) 109 지점 - 슬래브 중간 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(26) 109 지점 - 슬래브 중간 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(27) 109 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 500 = 25 mm

(28) 109 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 300 / 2 + 500 - (500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(29) 52 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 1050 mm

(30) 52 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 1400 <= 0 mm

(31) 52 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 300 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) <= 0 mm

(32) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1500 = 325 mm

(33) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1400 = 400 mm

(34) 13 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1500 = 75 mm

(35) 13 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1500 = 75 mm

(36) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 500 = 625 mm

(37) 24 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 500 / 2 - 0.25 × 1500 <= 0 mm

(38) 24 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 500 / 2 - 0.25 × 1500 <= 0 mm

(39) 24 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 500 = 625 mm

(40) 35 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1500 = 75 mm

(41) 35 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1500 = 75 mm

(42) 35 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 500 = 625 mm

(43) 47 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1500 = 325 mm

(44) 47 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1400 = 400 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 50000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × L = √(48.700 × 20.000 = 31.21 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 5000(= 166670.00 kN/m³

Kv = 166670.000 × (31.209 / 0.3)^(-3 / 4 = 5116.69 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.400/2 + 1.004/2) = 6151 kN/m	1,47
Kv2	Kv x (1.004/2 + 1.004/2) = 5138 kN/m	2~12,36~46
Kv3	Kv x (1.004/2 + 1.055/2) = 5267 kN/m	13,35
Kv4	Kv x (1.055/2 + 1.055/2) = 5396 kN/m	14~34
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	24

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 점토 (EL. : 10.000 ~ -0.900, N=5)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 5^(1/3) = 136.8 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 136.8 = 136.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 136.8^2 = 38153.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.4) × 38153.0 = 106828.4 kN/m^2

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 5^(1/3) = 136.8 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 136.8 = 109.4 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 109.4^2 = 24400.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.4) × 24400.0 = 68320.0 kN/m^2

(2) 실트질 자갈 (EL. : -0.900 ~ -4.000, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 50^(1/3) = 294.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 294.7 = 294.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 294.7^2 = 177060.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.4) × 177060.0 = 495768.0 kN/m^2

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 50^(1/3) = 294.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 294.7 = 235.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 235.8^2 = 113357.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.4) × 113357.0 = 317399.6 kN/m^2

(3) 풍화암 (EL. : -4.000 ~ -11.000, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 50^(1/3) = 294.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 294.7 = 294.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 294.7^2 = 177060.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.4) × 177060.0 = 495768.0 kN/m^2

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 50^(1/3) = 294.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 294.7 = 235.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 235.8^2 = 113357.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.4) × 113357.0 = 317399.6 kN/m^2

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,점토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(48.700 × 20.000) = 31.209 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 106828.4 = 712189.3 kN/m³

Kv = 712189.330 × (31.209 / 0.3)^(-3 / 4) = 21863.86 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 21863.860 = 7287.95 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제4토층 , 풍화암

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(48.700 × 20.000) = 31.209 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 495768.0 = 3305120.0 kN/m³

Kv = 3305120.000 × (31.209 / 0.3)^(-3 / 4) = 101465.54 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 101465.540 = 33821.85 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 점토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.840 × 8.840) = 8.840 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 106828.4 = 712189.3 kN/m³

Kh = 712189.330 × (8.840 / 0.3)^(-3 / 4) = 56311.51 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 56311.510 = 18770.50 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 실트질 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.840 × 8.840) = 8.840 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 495768.0 = 3305120.0 kN/m³

Kh = 3305120.000 × (8.840 / 0.3)^(-3 / 4) = 261329.82 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 261329.820 = 87109.94 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.004/2 + 1.004/2) = 21955 kN/m	56~66,90~100
Ksb1	Ksb x (1.004/2 + 1.004/2) = 7318 kN/m	
Kv2	Kv x (1.004/2 + 1.055/2) = 22506 kN/m	67,78,89
Ksb2	Ksb x (1.004/2 + 1.055/2) = 7502 kN/m	
Kv3	Kv x (1.055/2 + 1.055/2) = 23057 kN/m	68~77,79~88
Ksb3	Ksb x (1.055/2 + 1.055/2) = 7686 kN/m	

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.056/2 + 1.056/2) = 275889 kN/m	48~50, 106~108
Kss1	Kss x (1.056/2 + 1.056/2) = 91963 kN/m	
Kh2	Kh x (1.056/2 + 1.056/2) = 59449 kN/m	51, 53~54, 102~103, 105
Kss2	Kss x (1.056/2 + 1.056/2) = 19816 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.004/2 + 1.004/2) = 101889 kN/m	2~12, 36~46
Ksb1	Ksb x (1.004/2 + 1.004/2) = 33963 kN/m	
Kv2	Kv x (1.004/2 + 1.055/2) = 104445 kN/m	13, 35
Ksb2	Ksb x (1.004/2 + 1.055/2) = 34815 kN/m	
Kv3	Kv x (1.055/2 + 1.055/2) = 107000 kN/m	14~34
Ksb3	Ksb x (1.055/2 + 1.055/2) = 35667 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.400/2 + 1.004/2) = 121970 kN/m	1, 47
Ksb1	Kh x (1.056/2 + 1.500/2) = 333942 kN/m	
Kv2	Kv x (1.004/2 + 1.400/2) = 26282 kN/m	55, 101
Ksb2	Kh x (1.056/2 + 1.400/2) = 69142 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,점토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(48.700 × 20.000) = 31.209 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 68320.0 = 455466.7 kN/m³

Kv = 455466.670 × (31.209 / 0.3)^(-3 / 4) = 13982.60 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 13982.600 = 4660.87 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제4토층 , 풍화암

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(48.700 × 20.000) = 31.209 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 317399.6 = 2115997.3 kN/m³

Kv = 2115997.330 × (31.209 / 0.3)^(-3 / 4) = 64960.06 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 64960.060 = 21653.35 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 점토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.840 × 8.840) = 8.840 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 68320.0 = 455466.7 kN/m³

Kh = 455466.670 × (8.840 / 0.3)^(-3 / 4) = 36012.92 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 36012.920 = 12004.31 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 실트질 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.840 × 8.840) = 8.840 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 317399.6 = 2115997.3 kN/m³

Kh = 2115997.330 × (8.840 / 0.3)^(-3 / 4) = 167308.06 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 167308.060 = 55769.35 kN/m²

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.004/2 + 1.004/2) = 14041 kN/m	56~66,90~100
Ksb1	Ksb x (1.004/2 + 1.004/2) = 4680 kN/m	
Kv2	Kv x (1.004/2 + 1.055/2) = 14393 kN/m	67,78,89
Ksb2	Ksb x (1.004/2 + 1.055/2) = 4798 kN/m	
Kv3	Kv x (1.055/2 + 1.055/2) = 14745 kN/m	68~77,79~88
Ksb3	Ksb x (1.055/2 + 1.055/2) = 4915 kN/m	

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.056/2 + 1.056/2) = 176629 kN/m	48~50,106~108
Kss1	Kss x (1.056/2 + 1.056/2) = 58876 kN/m	
Kh2	Kh x (1.056/2 + 1.056/2) = 38019 kN/m	51,53~54,102~103,105
Kss2	Kss x (1.056/2 + 1.056/2) = 12673 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.004/2 + 1.004/2) = 65231 kN/m	2~12,36~46
Ksb1	Ksb x (1.004/2 + 1.004/2) = 21744 kN/m	
Kv2	Kv x (1.004/2 + 1.055/2) = 66867 kN/m	13,35
Ksb2	Ksb x (1.004/2 + 1.055/2) = 22289 kN/m	
Kv3	Kv x (1.055/2 + 1.055/2) = 68504 kN/m	14~34
Ksb3	Ksb x (1.055/2 + 1.055/2) = 22835 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.400/2 + 1.004/2) = 78088 kN/m	1,47
Ksb1	Kh x (1.056/2 + 1.500/2) = 213795 kN/m	
Kv2	Kv x (1.004/2 + 1.400/2) = 16808 kN/m	55,101
Ksb2	Kh x (1.056/2 + 1.400/2) = 44219 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	성능 / 기준 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수, I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.800 × 23.00	= 18.40	kN/m²
- 토 사	: 4.850 × 19.00	= 92.15	kN/m²
	∴ Total Wd1	= 110.55	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.800 × 23.00	= 18.40	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.200 × 19.00	= 3.80	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 4.650 × 10.00	= 46.50	kN/m²
	∴ Total Wd2	= 68.70	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D.m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D.m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	9.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 5.650m

- Wl1 = 15.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 15.000 × 0.5C = 7.500 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1	= (0.800 × 23.000 + 5.550 × 19.000) × 0.500	= 61.93	kN/m²
Wh2	= 61.925 + 1.056 × 19.000 × 0.500	= 71.95	kN/m²
Wh3	= 71.954 + 1.056 × 19.000 × 0.500	= 81.98	kN/m²
Wh4	= 81.983 + 0.539 × 19.000 × 0.500	= 87.10	kN/m²
Wh5	= 87.100 + 0.517 × 19.000 × 0.500	= 92.01	kN/m²
Wh6	= 92.012 + 1.056 × 19.000 × 0.500	= 102.04	kN/m²
Wh7	= 102.043 + 1.056 × 19.000 × 0.500	= 112.07	kN/m²
Wh8	= 112.072 + 1.056 × 19.000 × 0.500	= 122.10	kN/m²
Wh9	= 122.101 + 1.056 × 19.000 × 0.500	= 132.13	kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.800 × 23.000 + 0.200 × 19.000 + 5.350 × = 37.85 kN/m²
Wh2 = 37.850 + 1.056 × 10.000 × 0.500 = 43.13 kN/m²
Wh3 = 43.129 + 1.056 × 10.000 × 0.500 = 48.41 kN/m²
Wh4 = 48.407 + 0.539 × 10.000 × 0.500 = 51.10 kN/m²
Wh5 = 51.100 + 0.517 × 10.000 × 0.500 = 53.69 kN/m²
Wh6 = 53.686 + 1.056 × 10.000 × 0.500 = 58.96 kN/m²
Wh7 = 58.964 + 1.056 × 10.000 × 0.500 = 64.24 kN/m²
Wh8 = 64.243 + 1.056 × 10.000 × 0.500 = 69.52 kN/m²
Wh9 = 69.521 + 1.056 × 10.000 × 0.500 = 74.80 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 4.650 × 10.000 = 46.50 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 5.350 × 10.000 = 53.50 kN/m²
Ww3 = 53.500 + 1.056 × 10.000 = 64.06 kN/m²
Ww4 = 64.057 + 1.056 × 10.000 = 74.61 kN/m²
Ww5 = 74.614 + 0.539 × 10.000 = 80.00 kN/m²
Ww6 = 80.000 + 0.517 × 10.000 = 85.17 kN/m²
Ww7 = 85.171 + 1.056 × 10.000 = 95.73 kN/m²
Ww8 = 95.729 + 1.056 × 10.000 = 106.29 kN/m²
Ww9 = 106.286 + 1.056 × 10.000 = 116.84 kN/m²
Ww10 = 116.843 + 1.056 × 10.000 = 127.40 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww11 = (5.650 + 8.840 - 1.000) × 10.000 = 134.90 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
실트질 자갈	1.796	115.400	92.300	20.000	0.062	0.078
점토	8.700	136.800	109.400	20.000	0.254	0.318
실트질 자갈	3.100	294.700	235.800	20.000	0.042	0.053
풍화암	7.000	294.700	235.800	20.000	0.095	0.119
풍화암	9.404	294.700	235.800	20.000	0.128	0.160
계					0.581	0.728

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.581 = 0.726	1.25 Tg' = 1.25 × 0.728 = 0.910

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

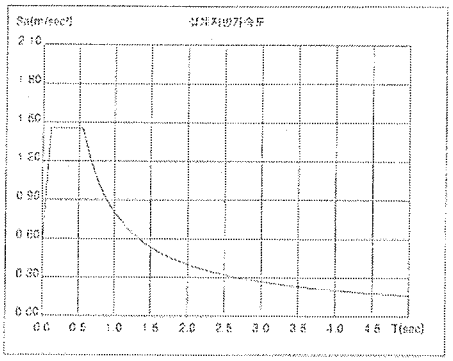
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.109 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.812 m/s²

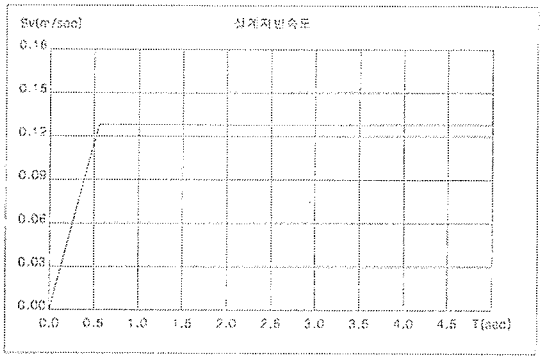
5) 속도 응답스펙트럼(Sv)　　- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.726 / 2π × 1.109 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.910 / 2π × 1.812 = 0.262 m/s

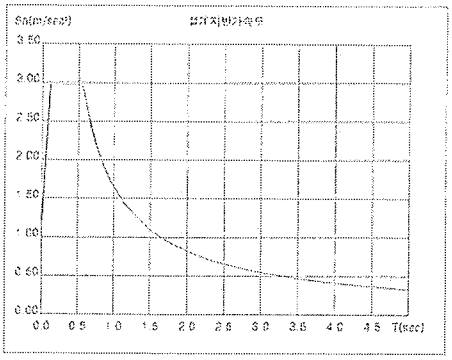
6) 설계응답 응답스펙트럼

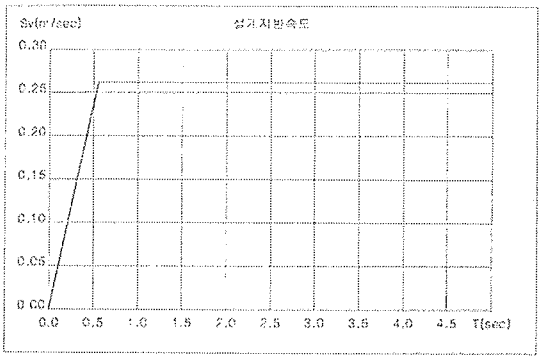
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL.　=　6.350 m
- 하부슬래브 EL.　=　13.740 m
- 기반암 심도(H)　=　30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.726 \times \cos(\pi \times 6.350 / (2 \times 30.000)) = 0.017800$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.726 \times \cos(\pi \times 13.740 / (2 \times 30.000)) = 0.014165$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.910 \times \cos(\pi \times 6.350 / (2 \times 30.000)) = 0.045668$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.910 \times \cos(\pi \times 13.740 / (2 \times 30.000)) = 0.036341$

Po = Ksb.top × (U(Zu) - U(Zb))

기능수행수준	붕괴방지수준
Po = 7287.950 × (0.017800 - 0.014165) = 26.492 kN/m²	Po = 4660.870 × (0.045668 - 0.036341) = 43.472 kN/m²

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
6.350	56311.510	0.017800	0.003635	204.692
7.406	56311.510	0.017433	0.003268	184.026
8.461	56311.510	0.017013	0.002848	160.375
9.000	56311.510	0.016779	0.002614	147.198
9.517	56311.510	0.016541	0.002376	133.796
10.573	261329.820	0.016018	0.001853	484.244
11.629	261329.820	0.015447	0.001282	335.025
12.684	261329.820	0.014829	0.000664	173.523
13.740	261329.820	0.014165	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
6.350	36012.920	0.045668	0.009327	335.893
7.406	36012.920	0.044727	0.008386	302.004
8.461	36012.920	0.043650	0.007309	263.218
9.000	36012.920	0.043048	0.006707	241.539
9.517	36012.920	0.042439	0.006098	219.607
10.573	167308.060	0.041098	0.004757	795.884
11.629	167308.060	0.039631	0.003290	550.444
12.684	167308.060	0.038045	0.001704	285.093
13.740	167308.060	0.036341	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

$Vu = Gd \times Uh1$, $Vb = Gd \times Uh2$, $Vs = (Vu + Vb) / 2$

$Uh1 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zu/(2 \times H))$

$Uh2 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zb/(2 \times H))$

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	38153.000 × 0.000285 = 10.870	24400.000 × 0.000731 = 17.840
Vb	177060.000 × 0.000620 = 109.780	113357.000 × 0.001591 = 180.350
Vs	(10.870 + 109.780) / 2 = 60.320	(17.840 + 180.350) / 2 = 99.100

10) 구체 관성력

$fi = Ai \times rcon'c \times KH \times (1 - 0.015 \times Zi)$

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.400×25.000×0.074×(1 - 0.015×5.600) = 2.372	fu = 1.400×25.000×0.182×(1 - 0.015×5.600) = 5.835

② 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.500×25.000×0.074×(1 - 0.015×12.990) = 2.234	fb = 1.500×25.000×0.182×(1 - 0.015×12.990) = 5.495

③ 중간슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.300×25.000×0.074×(1 - 0.015×8.840) = 0.514	fb = 0.300×25.000×0.182×(1 - 0.015×8.840) = 1.265

④ 중간벽체

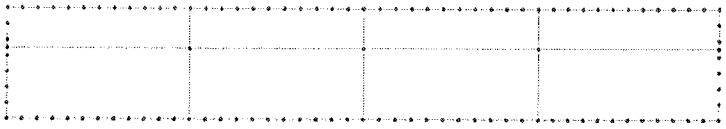
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu1 = (0.500×1.200×25.000×0.074×(1-0.015×5.600))/2.700 = 0.377	fu1 = (0.500×1.200×25.000×0.182×(1-0.015×5.600))/2.700 = 0.926
fb1 = (0.500×1.200×25.000×0.074 ×(1-0.015×12.990))/2.700 = 0.331	fb1 = (0.500×1.200×25.000×0.182 ×(1-0.015×12.990))/2.700 = 0.814
fu2 = 0.500×25.000×0.074×(1-0.015×5.600) = 0.377	fu2 = 0.500×25.000×0.182×(1-0.015×5.600) = 0.926
fb2 = 0.500×25.000×0.074×(1-0.015×12.990) = 0.331	fb2 = 0.500×25.000×0.182×(1-0.015×12.990) = 0.814
fu3 = (0.500×1.200×25.000×0.074×(1-0.015×5.600))/2.700 = 0.377	fu3 = (0.500×1.200×25.000×0.182×(1-0.015×5.600))/2.700 = 0.926
fb3 = (0.500×1.200×25.000×0.074 ×(1-0.015×12.990))/2.700 = 0.331	fb3 = (0.500×1.200×25.000×0.182 ×(1-0.015×12.990))/2.700 = 0.814
fu1 = 0.500×25.000×0.074×(1-0.015×5.600) = 0.377	fu1 = 0.500×25.000×0.182×(1-0.015×5.600) = 0.926
fb1 = 0.500×25.000×0.074×(1-0.015×12.990) = 0.331	fb1 = 0.500×25.000×0.182×(1-0.015×12.990) = 0.814
fu2 = 0.500×25.000×0.074×(1-0.015×5.600) = 0.377	fu2 = 0.500×25.000×0.182×(1-0.015×5.600) = 0.926
fb2 = 0.500×25.000×0.074×(1-0.015×12.990) = 0.331	fb2 = 0.500×25.000×0.182×(1-0.015×12.990) = 0.814
fu3 = 0.500×25.000×0.074×(1-0.015×5.600) = 0.377	fu3 = 0.500×25.000×0.182×(1-0.015×5.600) = 0.926
fb3 = 0.500×25.000×0.074×(1-0.015×12.990) = 0.331	fb3 = 0.500×25.000×0.182×(1-0.015×12.990) = 0.814

⑤ 측벽

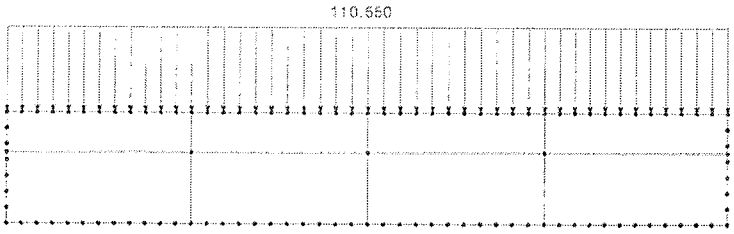
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×5.600) = 2.372	f1 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×5.600) = 5.835
f2 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×6.656) = 2.331	f2 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×6.656) = 5.734
f3 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×7.711) = 2.290	f3 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×7.711) = 5.633
f4 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×8.250) = 2.269	f4 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×8.250) = 5.582
f5 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×8.767) = 2.249	f5 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×8.767) = 5.532
f6 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×9.823) = 2.208	f6 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×9.823) = 5.431
f7 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×10.879) = 2.167	f7 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×10.879) = 5.331
f8 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×11.934) = 2.126	f8 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×11.934) = 5.230
f9 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×12.990) = 2.085	f9 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×12.990) = 5.129

10. 하 중 재 하 (상시)

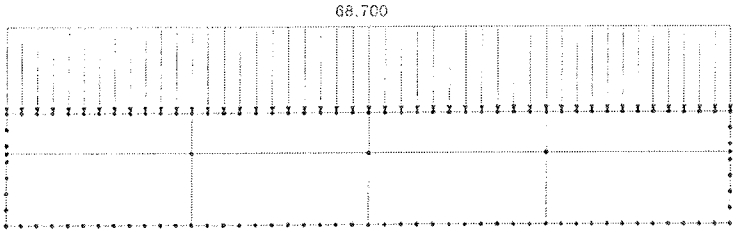
1) CASE1 - 구체자중(SW)



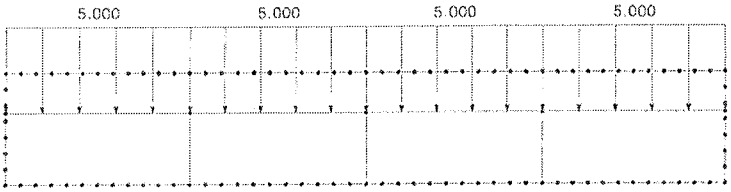
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



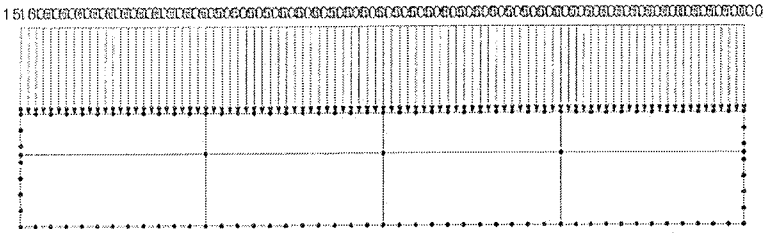
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



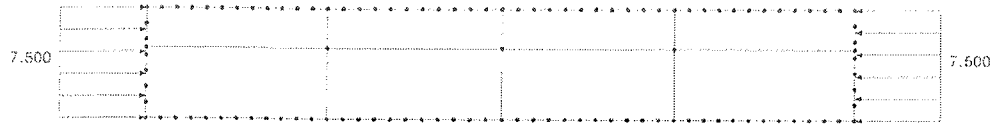
4) CASE4 - 풍도하중(PD)



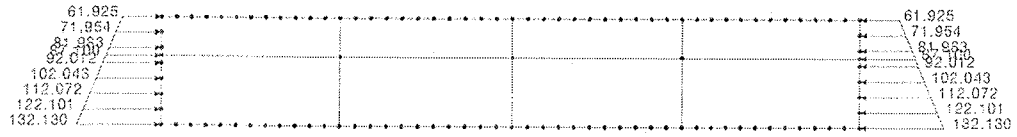
5) CASE5 - 만재활하중(LIVEFU)



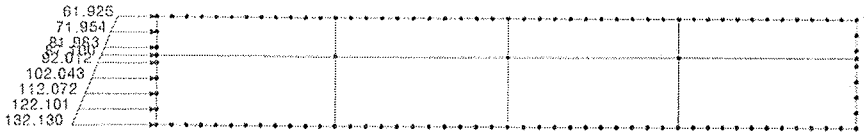
6) CASE6 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



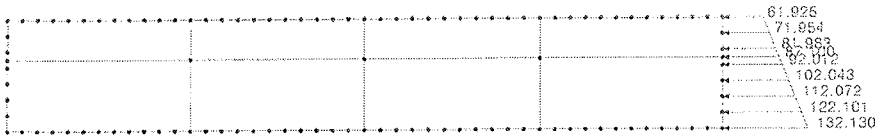
7) CASE7 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



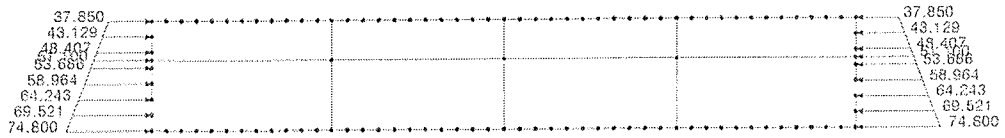
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



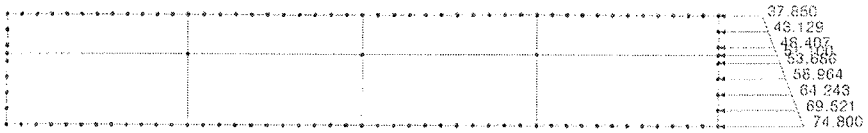
10) CASE10 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



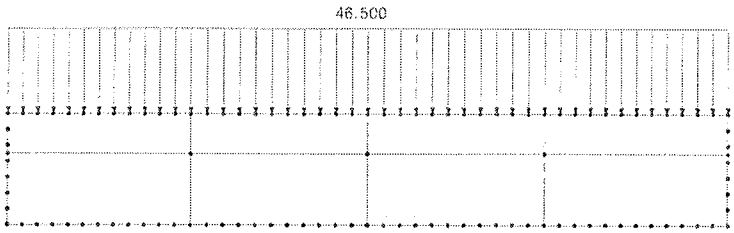
11) CASE11 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



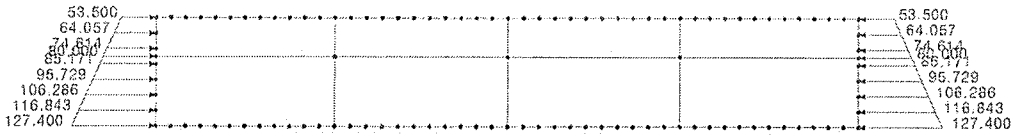
12) CASE12 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



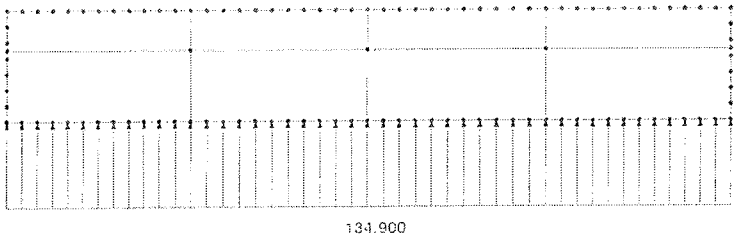
13) CASE13 - 연직수압(WATERV)



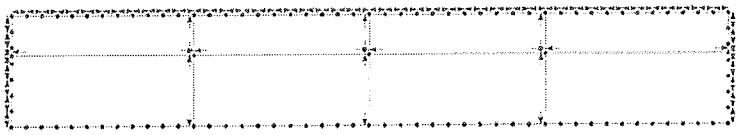
14) CASE14 - 수평수압(WATERH)



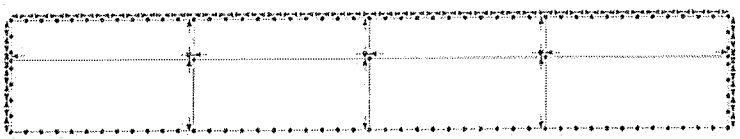
15) CASE15 - 부력(BUOYANCY)



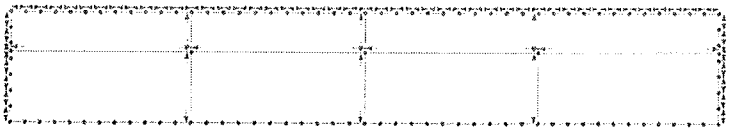
16) CASE16 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



17) CASE17 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

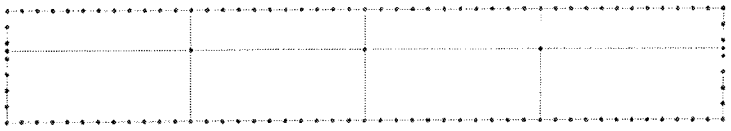


18) CASE18 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

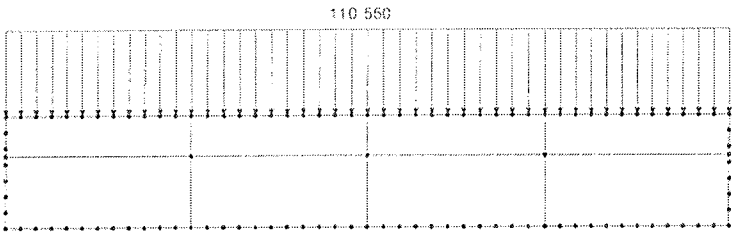


11. 하중 재하 (기능수행)

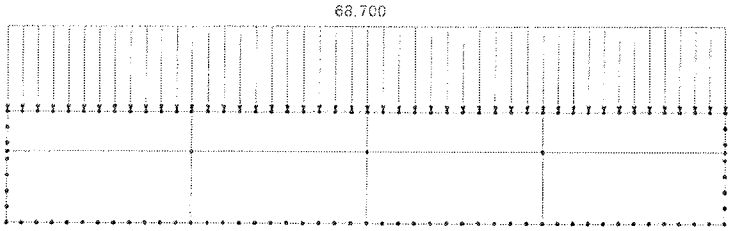
1) CASE1 - 구체자중(SW)



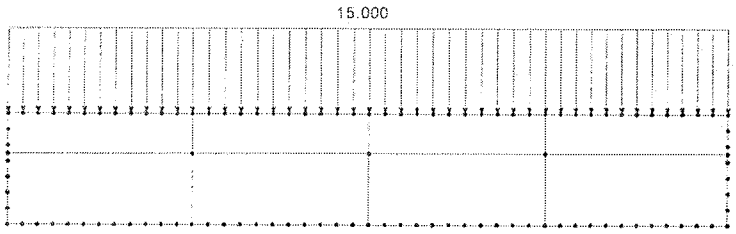
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



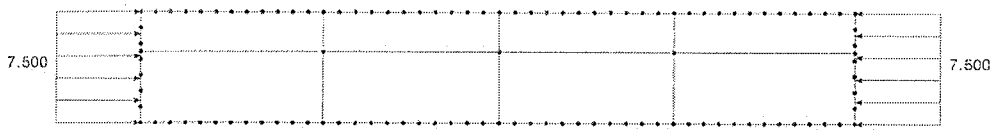
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



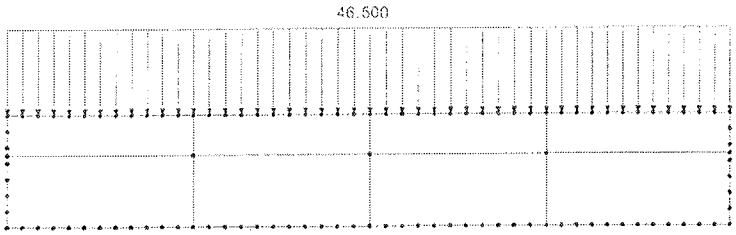
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



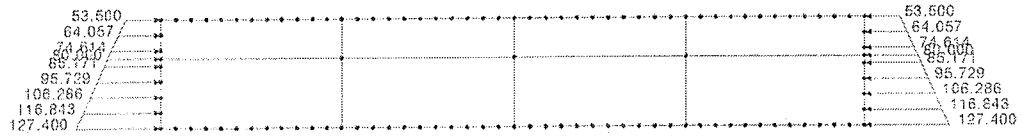
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



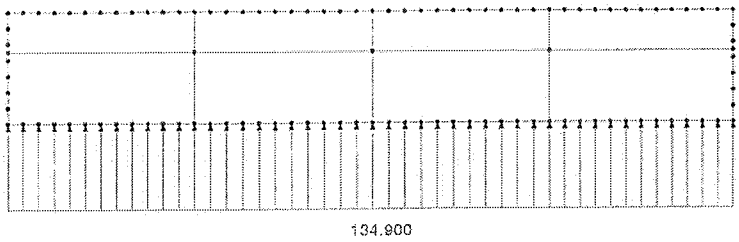
6) CASE6 - 연직수압(WATERV)



7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

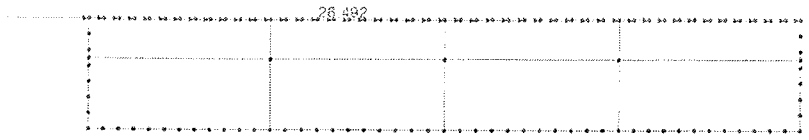


8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)

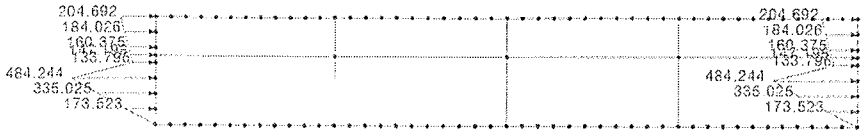


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

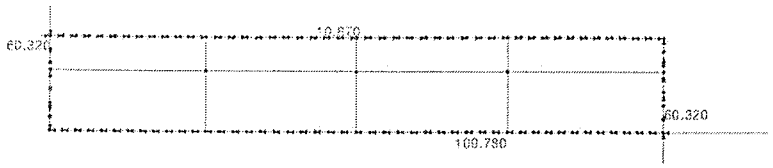
9) CASE9 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



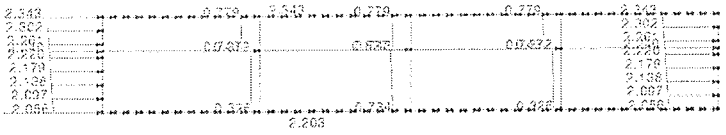
10) CASE10 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



11) CASE11 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

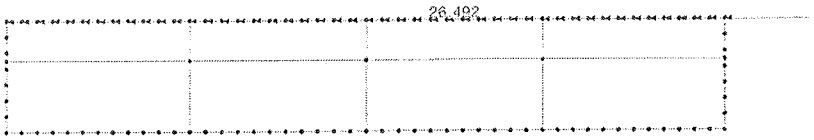


12) CASE12 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

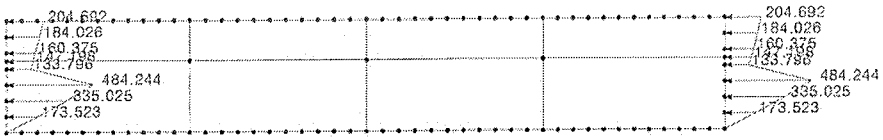


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

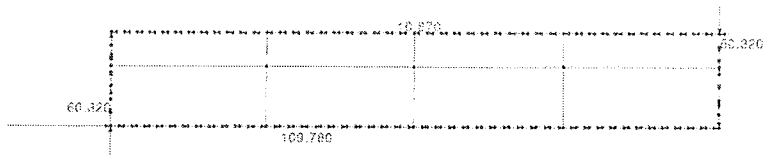
13) CASE13 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



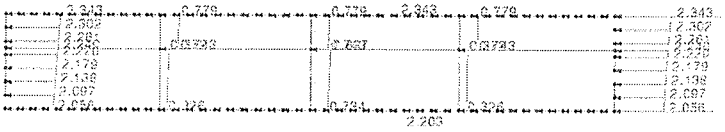
14) CASE14 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



15) CASE15 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

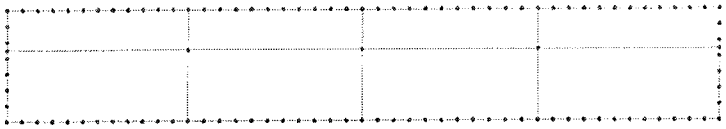


16) CASE16 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

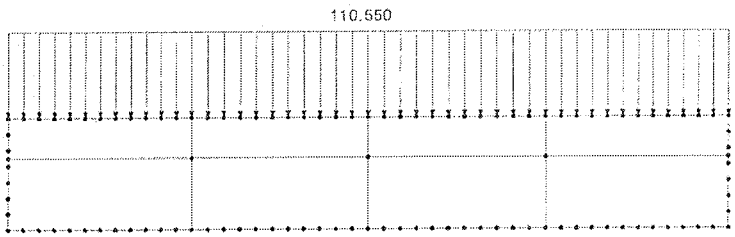


12. 하중 재하 (붕괴방지)

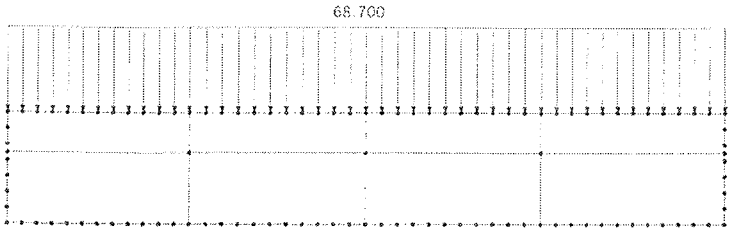
1) CASE1 - 구체자중(SW)



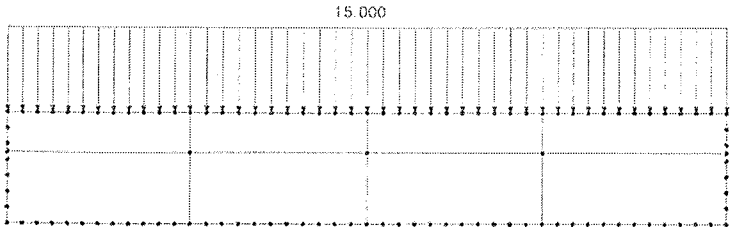
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



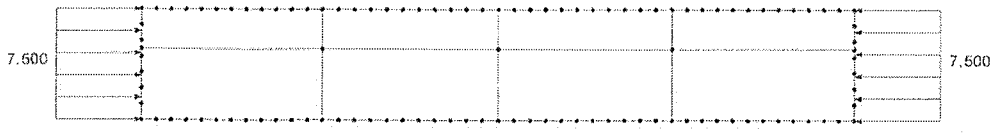
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



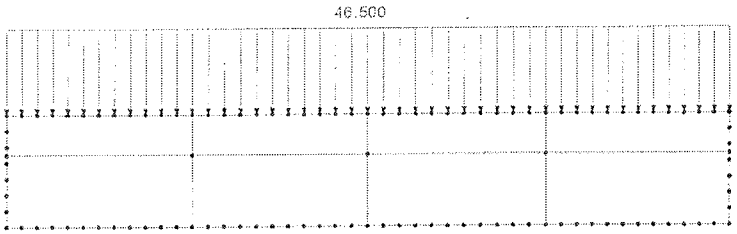
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



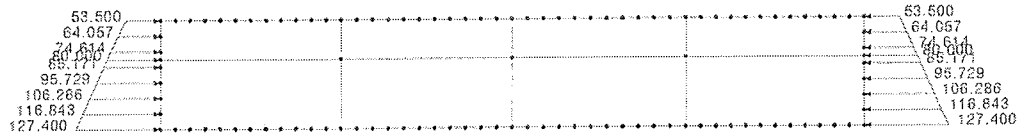
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



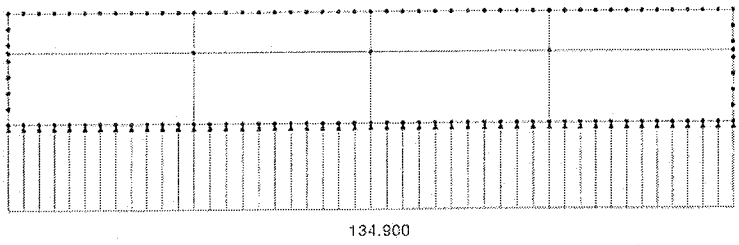
6) CASE6 - 연직수압(WATERV)



7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

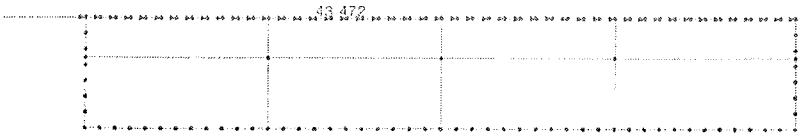


8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)

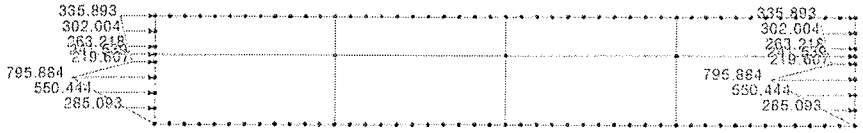


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

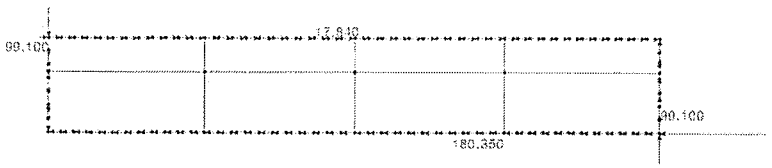
9) CASE9 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



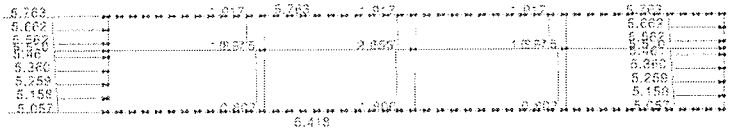
10) CASE10 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



11) CASE11 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

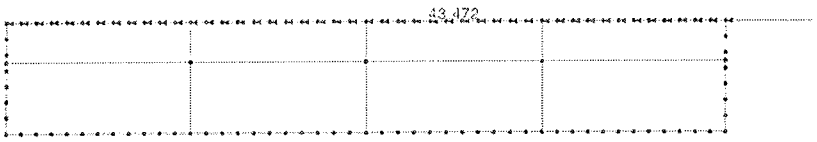


12) CASE12 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

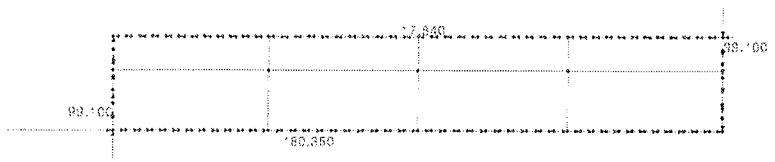
13) CASE13 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



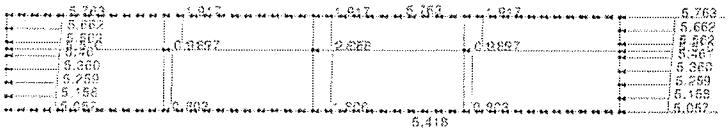
14) CASE14 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



15) CASE15 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



16) CASE16 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.909, h = 5.650 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.454	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.454	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.454	1.600	1.600	1.200	1.454	●
LC7	1.200	1.454	1.600	0.800	1.200	1.454	●
LC8	0.900	0.900		1.600		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.600	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	●

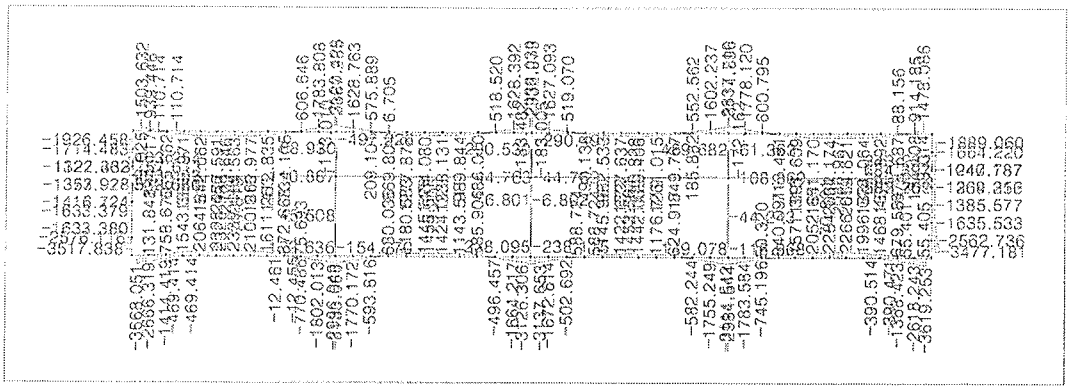
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.400	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.400	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.400	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.400	●

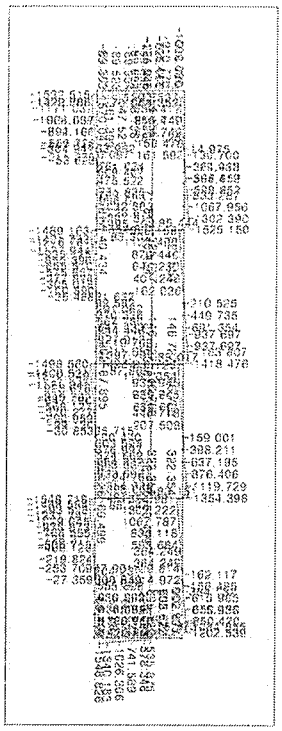
14. 단면력정리

14.1 상시

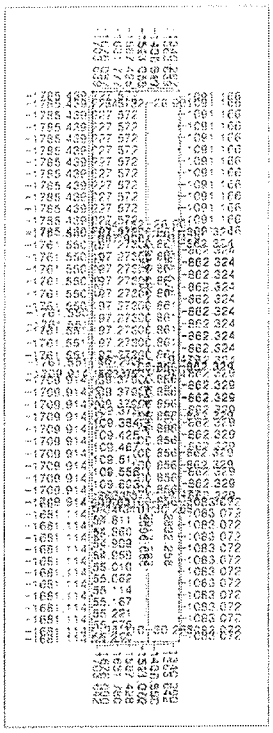
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



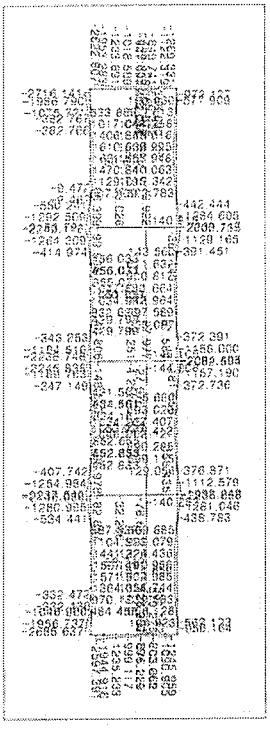
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



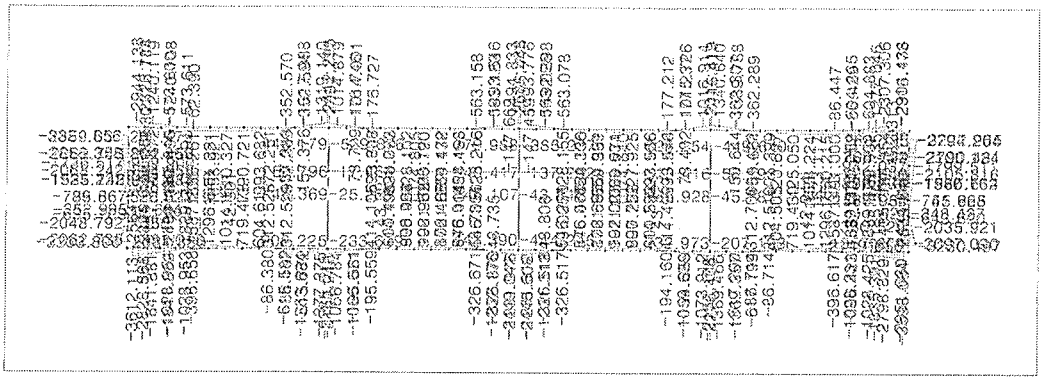
5) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1503.6	852.3	1091.2	972.1	1000.0	1566.7	
		중앙부	2	2100.8	104.7	1091.2	1524.2	1000.0	1400.0	
		우측	3	3120.4	1174.9	1091.2	2239.1	1000.0	1566.7	
	2 경간	좌측	4	2867.3	1006.3	862.3	2000.7	1000.0	1566.7	
		중앙부	5	1433.7	102.3	862.3	1011.5	1000.0	1400.0	
		우측	6	2936.0	1068.3	862.3	2084.5	1000.0	1566.7	
	3 경간	좌측	7	2933.0	1066.4	862.3	2082.6	1000.0	1566.7	
		중앙부	8	1420.8	99.2	862.3	1003.4	1000.0	1400.0	
		우측	9	2837.7	1004.2	862.3	1982.2	1000.0	1566.7	
	4 경간	좌측	10	3114.9	1174.7	1083.1	2235.7	1000.0	1566.7	
		중앙부	11	2077.9	105.2	1083.1	1514.0	1000.0	1400.0	
		우측	12	1478.1	852.3	1083.1	956.2	1000.0	1566.7	
하부 슬래브	1 경간	좌측	13	3668.1	1054.8	1785.4	2716.1	1000.0	1500.0	
		중앙부	14	0.0	992.8	1785.4	0.0	1000.0	1500.0	
		우측	15	2996.9	1245.1	1785.4	2153.8	1000.0	1566.7	
	2 경간	좌측	16	3133.1	1134.8	1761.6	2249.1	1000.0	1566.7	
		중앙부	17	1424.0	314.8	1761.6	1035.0	1000.0	1500.0	
		우측	18	3126.3	1128.4	1761.6	2238.7	1000.0	1500.0	
	3 경간	좌측	19	3137.7	1129.8	1709.9	2245.8	1000.0	1500.0	
		중앙부	20	1422.9	314.7	1709.9	1034.3	1000.0	1500.0	
		우측	21	3114.5	1132.6	1709.9	2237.5	1000.0	1566.7	
	4 경간	좌측	22	2984.5	1238.2	1681.1	2146.0	1000.0	1566.7	
		중앙부	23	0.0	990.0	1681.1	0.0	1000.0	1500.0	
		우측	24	3619.3	1052.1	1681.1	2685.6	1000.0	1500.0	
중간 슬래브	1 경간	좌측	25	139.4	79.0	1154.1	112.5	1000.0	466.7	
		중앙부	26	70.6	7.4	1154.1	58.6	1000.0	300.0	
		우측	27	173.0	85.4	1154.1	140.8	1000.0	466.7	
	2 경간	좌측	28	159.8	83.3	887.9	125.9	1000.0	466.7	
		중앙부	29	73.2	10.0	887.9	60.7	1000.0	300.0	
		우측	30	183.5	88.0	887.9	145.1	1000.0	466.7	
	3 경간	좌측	31	183.0	87.9	863.1	144.8	1000.0	466.7	
		중앙부	32	73.5	9.9	863.1	60.9	1000.0	300.0	
		우측	33	158.7	83.2	863.1	125.2	1000.0	466.7	
	4 경간	좌측	34	172.2	85.2	1124.3	140.3	1000.0	466.7	
		중앙부	35	70.8	7.2	1124.3	58.7	1000.0	300.0	
		우측	36	138.3	78.9	1124.3	111.9	1000.0	466.7	
좌측 벽체	1 층	상부	37	1357.9	756.9	1521.4	930.6	1000.0	1566.7	
		중앙부	38	0.0	1361.4	1703.6	0.0	1000.0	1400.0	
		하부	39	3517.8	1065.1	1703.6	2622.8	1000.0	1400.0	
	2 층	상부	40	1926.5	931.1	1340.3	1269.3	1000.0	1566.7	
		중앙부	41	403.3	816.0	1407.9	368.7	1000.0	1400.0	
		하부	42	1127.3	705.4	1430.6	758.3	1000.0	1400.0	

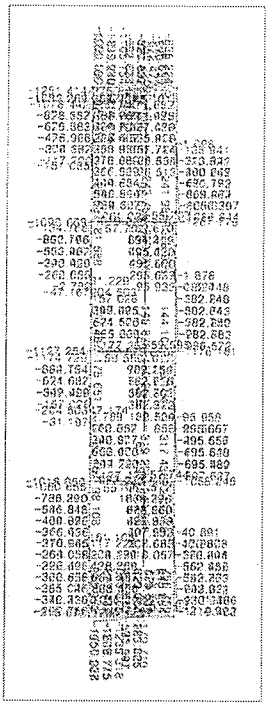
우측벽체	1층	상부	43	1269.3	720.3	1521.4	875.2	1000.0	1566.7	
		중앙부	44	0.0	1340.2	1703.6	0.0	1000.0	1400.0	
		하부	45	3477.2	1044.1	1703.6	2597.4	1000.0	1400.0	
	2층	상부	46	1889.1	922.9	1340.3	1246.0	1000.0	1566.7	
		중앙부	47	343.2	797.0	1408.0	331.1	1000.0	1400.0	
		하부	48	1040.2	695.7	1430.6	703.9	1000.0	1400.0	
중간벽체	2층	1련 상부	49	497.2	325.7	2893.0	363.1	1000.0	500.0	
		1련 중앙	50	68.9	325.7	2893.0	0.0	1000.0	500.0	
		1련 하부	51	0.0	325.7	2918.1	0.0	1000.0	500.0	
	1층	2련 상부	52	88.4	87.9	3026.3	55.3	1000.0	500.0	
		2련 중앙	53	156.5	87.9	3068.1	97.8	1000.0	500.0	
		2련 하부	54	238.1	87.9	3082.0	148.8	1000.0	500.0	
	2층	2련 상부	55	290.5	146.7	2813.8	181.6	1000.0	500.0	
		2련 중앙	56	290.5	146.7	2813.8	181.6	1000.0	500.0	
		2련 하부	57	44.8	146.7	2838.9	28.0	1000.0	500.0	
		3련 상부	58	61.4	322.4	2892.3	0.0	1000.0	500.0	
		3련 중앙	59	489.7	322.4	2892.3	358.4	1000.0	500.0	
		3련 하부	60	108.9	322.4	2917.4	78.7	1000.0	500.0	

14.2 지진시(기능수행)

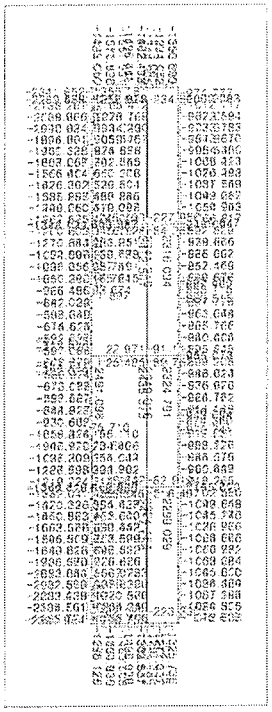
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



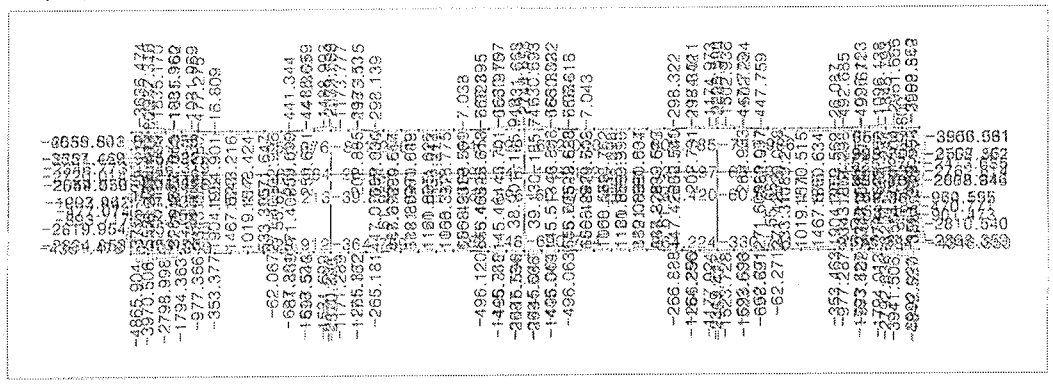
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	2944.1	979.2	974.8	1000.0	1566.7	
		중앙부	2	1658.9	288.1	1012.5	1000.0	1400.0	
		우측	3	2442.3	953.2	1119.8	1000.0	1566.7	
	2 경간	좌측	4	2004.7	800.4	948.7	1000.0	1566.7	
		중앙부	5	1093.4	46.0	872.8	1000.0	1400.0	
		우측	6	2581.1	888.9	951.7	1000.0	1566.7	
	3 경간	좌측	7	2575.4	888.2	955.1	1000.0	1566.7	
		중앙부	8	1093.2	45.9	881.9	1000.0	1400.0	
		우측	9	2014.8	801.6	974.1	1000.0	1566.7	
	4 경간	좌측	10	2445.4	965.2	1155.6	1000.0	1566.7	
		중앙부	11	1672.6	314.9	1067.2	1000.0	1400.0	
		우측	12	2904.4	932.5	1045.6	1000.0	1566.7	
하부 슬래브	1 경간	좌측	13	3612.1	832.5	2341.9	1000.0	1500.0	
		중앙부	14	2564.9	851.0	2341.9	1000.0	1500.0	
		우측	15	2285.0	768.4	1222.6	1000.0	1566.7	
	2 경간	좌측	16	2157.2	829.5	1348.2	1000.0	1566.7	
		중앙부	17	1021.7	204.5	841.0	1000.0	1500.0	
		우측	18	2449.0	862.0	597.1	1000.0	1500.0	
	3 경간	좌측	19	2445.6	861.5	602.9	1000.0	1500.0	
		중앙부	20	1022.0	204.5	843.8	1000.0	1500.0	
		우측	21	2157.2	824.1	1366.8	1000.0	1566.7	
	4 경간	좌측	22	2276.4	764.3	1242.1	1000.0	1566.7	
		중앙부	23	2633.8	846.0	2391.0	1000.0	1500.0	
		우측	24	3598.1	827.5	2391.0	1000.0	1500.0	

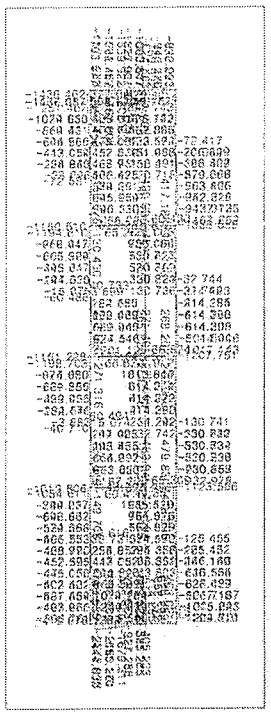
중간 슬래브	1 경간	좌측	25	132.3	57.1	252.6	1000.0	466.7	
		중앙부	26	42.9	10.3	249.2	1000.0	300.0	
		우측	27	127.7	55.2	245.8	1000.0	466.7	
	2 경간	좌측	28	136.4	57.7	84.3	1000.0	466.7	
		중앙부	29	42.0	12.8	87.7	1000.0	300.0	
		우측	30	147.7	59.6	91.1	1000.0	466.7	
	3 경간	좌측	31	147.5	59.6	89.8	1000.0	466.7	
		중앙부	32	42.0	12.8	86.3	1000.0	300.0	
		우측	33	136.6	57.7	82.9	1000.0	466.7	
	4 경간	좌측	34	127.6	55.2	255.3	1000.0	466.7	
		중앙부	35	42.9	10.3	258.8	1000.0	300.0	
		우측	36	132.3	57.1	262.2	1000.0	466.7	
좌측 벽체	1 층	상부	37	1923.2	916.4	1442.1	1000.0	1566.7	
		중앙부	38	2084.9	1821.7	1511.9	1000.0	1400.0	
		하부	39	3233.8	1247.0	1425.0	1000.0	1400.0	
	2 층	상부	40	3321.9	878.2	1356.9	1000.0	1566.7	
		중앙부	41	822.5	743.5	1391.2	1000.0	1400.0	
		하부	42	1736.5	558.2	1413.1	1000.0	1400.0	
우측 벽체	1 층	상부	43	1966.6	1007.1	1334.6	1000.0	1566.7	
		중앙부	44	2149.1	1750.0	1358.1	1000.0	1400.0	
		하부	45	3230.5	1239.9	1358.1	1000.0	1400.0	
	2 층	상부	46	3223.0	817.5	1325.7	1000.0	1566.7	
		중앙부	47	765.7	665.3	1261.3	1000.0	1400.0	
		하부	48	1799.5	564.7	1291.3	1000.0	1400.0	
중간 벽체	2 층	1련 상부	49	529.9	319.3	2316.1	1000.0	500.0	
		1련 중앙	50	448.2	319.7	2316.1	1000.0	500.0	
		1련 하부	51	17.5	320.0	2341.2	1000.0	500.0	
	1 층	2련 상부	52	203.7	173.6	2435.4	1000.0	500.0	
		2련 중앙	53	278.7	175.5	2477.2	1000.0	500.0	
		2련 하부	54	444.2	176.9	2491.1	1000.0	500.0	
	2 층	2련 상부	55	385.2	149.5	2324.8	1000.0	500.0	
		2련 중앙	56	380.0	149.9	2324.8	1000.0	500.0	
		2련 하부	57	137.3	150.2	2349.9	1000.0	500.0	
		3련 상부	58	449.6	317.8	2299.0	1000.0	500.0	
		3련 중앙	59	528.3	318.2	2299.0	1000.0	500.0	
		3련 하부	60	58.2	318.6	2324.2	1000.0	500.0	

14.3 지진시(붕괴방지)

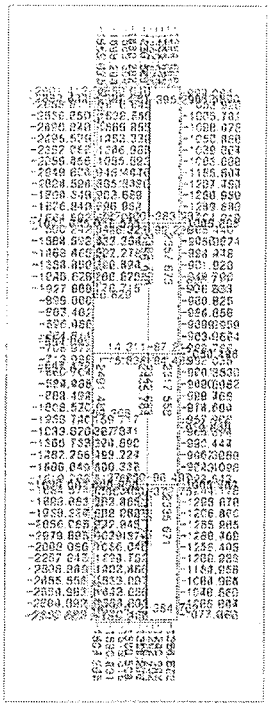
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중				B	H	비고
				모멘트	응답계수	전단력	축력			
				kN.m	kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	3636.5	1212.2	1050.3	999.1	1000.0	1566.7	
		중앙부	2	1944.9	648.3	383.5	1088.9	1000.0	1400.0	
		우측	3	2679.7	893.2	1034.2	1268.2	1000.0	1566.7	
	2 경간	좌측	4	2202.3	734.1	836.2	1035.9	1000.0	1566.7	
		중앙부	5	1092.7	364.2	80.8	910.0	1000.0	1400.0	
		우측	6	2749.7	916.6	920.6	1056.2	1000.0	1566.7	
	3 경간	좌측	7	2744.5	914.8	919.9	1059.4	1000.0	1566.7	
		중앙부	8	1092.7	364.2	80.7	922.0	1000.0	1400.0	
		우측	9	2208.4	736.1	836.9	1066.0	1000.0	1566.7	
	4 경간	좌측	10	2681.0	893.7	1042.0	1308.2	1000.0	1566.7	
		중앙부	11	1952.8	650.9	398.5	1149.8	1000.0	1400.0	
		우측	12	3599.9	1200.0	1016.8	1077.7	1000.0	1566.7	
하부 슬래브	1 경간	좌측	13	4865.9	1622.0	1038.8	2901.4	1000.0	1500.0	
		중앙부	14	3755.6	1251.9	1057.2	2901.4	1000.0	1500.0	
		우측	15	2470.2	823.4	824.2	1502.1	1000.0	1566.7	
	2 경간	좌측	16	2320.4	773.5	895.8	1671.7	1000.0	1566.7	
		중앙부	17	1160.4	386.8	232.2	999.6	1000.0	1500.0	
		우측	18	2687.7	895.9	903.9	709.0	1000.0	1500.0	
	3 경간	좌측	19	2684.6	894.9	903.4	714.0	1000.0	1500.0	
		중앙부	20	1160.6	386.9	232.1	1003.1	1000.0	1500.0	
		우측	21	2319.9	773.3	890.4	1690.7	1000.0	1566.7	
	4 경간	좌측	22	2461.4	820.5	828.1	1522.1	1000.0	1566.7	
		중앙부	23	3824.4	1274.8	1052.4	2949.7	1000.0	1500.0	
		우측	24	4849.5	1616.5	1033.9	2949.7	1000.0	1500.0	

중간 슬래브	1 경간	좌측	25	159.8	53.3	62.7	399.5	1000.0	466.7	
		중앙부	26	44.6	14.9	15.9	393.5	1000.0	300.0	
		우측	27	156.4	52.1	60.4	387.5	1000.0	466.7	
	2 경간	좌측	28	175.4	58.5	65.3	99.2	1000.0	466.7	
		중앙부	29	42.3	14.1	20.1	93.2	1000.0	300.0	
		우측	30	185.9	62.0	66.9	87.2	1000.0	466.7	
	3 경간	좌측	31	185.7	61.9	66.8	84.5	1000.0	466.7	
		중앙부	32	42.3	14.1	20.0	90.5	1000.0	300.0	
		우측	33	175.6	58.5	65.3	96.5	1000.0	466.7	
	4 경간	좌측	34	156.3	52.1	60.4	396.4	1000.0	466.7	
		중앙부	35	44.6	14.9	15.9	402.4	1000.0	300.0	
		우측	36	159.8	53.3	62.7	408.4	1000.0	466.7	
좌측 벽체	1 층	상부	37	2577.1	859.0	1246.9	1397.6	1000.0	1566.7	
		중앙부	38	3107.8	1035.9	2341.8	1598.1	1000.0	1400.0	
		하부	39	4351.5	1450.5	1697.9	1553.0	1000.0	1400.0	
	2 층	상부	40	4035.5	1345.2	909.1	1384.6	1000.0	1566.7	
		중앙부	41	1454.8	484.9	789.5	1332.2	1000.0	1400.0	
		하부	42	2346.8	782.3	624.7	1370.9	1000.0	1400.0	
우측 벽체	1 층	상부	43	2618.8	872.9	1334.4	1306.3	1000.0	1566.7	
		중앙부	44	3170.1	1056.7	2272.9	1507.3	1000.0	1400.0	
		하부	45	4346.4	1448.8	1690.7	1507.3	1000.0	1400.0	
	2 층	상부	46	3956.6	1318.9	857.4	1396.4	1000.0	1566.7	
		중앙부	47	1395.7	465.2	722.8	1240.9	1000.0	1400.0	
		하부	48	2413.7	804.6	578.9	1262.5	1000.0	1400.0	
중간 벽체	2 층	1련 상부	49	811.3	270.4	481.8	2357.7	1000.0	500.0	
		1련 중앙	50	750.4	250.1	482.6	2357.7	1000.0	500.0	
		1련 하부	51	26.4	8.8	483.1	2382.8	1000.0	500.0	
	1 층	2련 상부	52	306.6	102.2	266.2	2435.8	1000.0	500.0	
		2련 중앙	53	437.0	145.7	269.6	2477.6	1000.0	500.0	
		2련 하부	54	690.8	230.3	272.0	2491.5	1000.0	500.0	
	2 층	2련 상부	55	652.0	217.3	273.6	2317.6	1000.0	500.0	
		2련 중앙	56	647.0	215.7	274.4	2317.6	1000.0	500.0	
		2련 하부	57	193.4	64.5	274.9	2342.7	1000.0	500.0	
		3련 상부	58	752.0	250.7	480.5	2335.7	1000.0	500.0	
		3련 중앙	59	809.8	269.9	481.2	2335.7	1000.0	500.0	
		3련 하부	60	68.1	22.7	481.8	2360.8	1000.0	500.0	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-1503.63	-	-1212.16	-2944.14	-2944.14	
		중앙부	2	2100.76	-	648.30	1658.92	2100.76	
		우측	3	-3120.43	-	-893.23	-2442.30	-3120.43	
	2 경간	좌측	4	-2867.29	-	-734.09	-2004.72	-2867.29	
		중앙부	5	1433.71	-	364.24	1093.37	1433.71	
		우측	6	-2936.04	-	-916.56	-2581.08	-2936.04	
	3 경간	좌측	7	-2932.98	-	-914.82	-2575.45	-2932.98	
		중앙부	8	1420.83	-	364.23	1093.21	1420.83	
		우측	9	-2837.71	-	-736.13	-2014.82	-2837.71	
	4 경간	좌측	10	-3114.90	-	-893.65	-2445.41	-3114.90	
		중앙부	11	2077.94	-	650.92	1672.64	2077.94	
		우측	12	-1478.09	-	-1199.95	-2904.44	-2904.44	
하부 슬래브	1 경간	좌측	13	-3668.05	-	-1621.97	-3612.11	-3668.05	
		중앙부	14	-	-	1251.87	2564.88	2564.88	
		우측	15	-2996.95	-	-823.41	-2285.01	-2996.95	
	2 경간	좌측	16	-3133.07	-	-773.47	-2157.25	-3133.07	
		중앙부	17	1424.02	-	386.79	1021.68	1424.02	
		우측	18	-3126.31	-	-895.91	-2449.04	-3126.31	
	3 경간	좌측	19	-3137.65	-	-894.88	-2445.61	-3137.65	
		중앙부	20	1422.87	-	386.85	1021.95	1422.87	
		우측	21	-3114.54	-	-773.29	-2157.18	-3114.54	
	4 경간	좌측	22	-2984.54	-	-820.47	-2276.41	-2984.54	
		중앙부	23	-	-	1274.79	2633.81	2633.81	
		우측	24	-3619.25	-	-1616.51	-3598.08	-3619.25	
중간 슬래브	1 경간	좌측	25	-139.43	-	-53.27	-132.30	-139.43	
		중앙부	26	70.62	-	14.86	42.90	70.62	
		우측	27	-173.01	-	-52.13	-127.73	-173.01	
	2 경간	좌측	28	-159.76	-	-58.48	-136.38	-159.76	
		중앙부	29	73.21	-	14.10	42.00	73.21	
		우측	30	-183.48	-	-61.98	-147.67	-183.48	
	3 경간	좌측	31	-183.01	-	-61.92	-147.46	-183.01	
		중앙부	32	73.50	-	14.10	42.01	73.50	
		우측	33	-158.68	-	-58.54	-136.58	-158.68	
	4 경간	좌측	34	-172.16	-	-52.09	-127.61	-172.16	
		중앙부	35	70.82	-	14.88	42.94	70.82	
		우측	36	-138.34	-	-53.27	-132.31	-138.34	
좌측 벽체	1 층	상부	37	-1357.93	-	-859.03	-1923.22	-1923.22	
		중앙부	38	-	-	1035.95	2084.88	2084.88	
		하부	39	-3517.84	-	-1450.49	-3233.81	-3517.84	
	2 층	상부	40	-1926.46	-	-1345.17	-3321.86	-3321.86	
		중앙부	41	403.25	-	484.94	822.45	822.45	
		하부	42	-1127.33	-	-782.26	-1736.52	-1736.52	

우측 벽체	1층	상부	43	-1269.32	-	-872.95	-1966.61	-1966.61	
		중앙부	44	-	-	1056.70	2149.08	2149.08	
		하부	45	-3477.18	-	-1448.78	-3230.50	-3477.18	
	2층	상부	46	-1889.06	-	-1318.85	-3222.97	-3222.97	
		중앙부	47	343.23	-	465.25	765.71	765.71	
		하부	48	-1040.19	-	-804.56	-1799.51	-1799.51	
중간 벽체	2층	1련 상부	49	-497.23	-	-270.43	-529.88	-529.88	
		1련 중앙	50	68.93	-	250.13	448.18	448.18	
		1련 하부	51	-	-	-8.81	-17.47	-17.47	
	1층	2련 상부	52	-88.43	-	-102.22	-203.67	-203.67	
		2련 중앙	53	156.46	-	145.66	278.71	278.71	
		2련 하부	54	-238.12	-	-230.26	-444.25	-444.25	
	2층	2련 상부	55	-290.50	-	-217.33	-385.24	-385.24	
		2련 중앙	56	290.53	-	215.67	379.99	379.99	
		2련 하부	57	-44.76	-	-64.47	-137.29	-137.29	
	2층	3련 상부	58	-61.36	-	-250.66	-449.64	-449.64	
		3련 중앙	59	489.68	-	269.93	528.25	528.25	
		3련 하부	60	-108.87	-	-22.70	-58.19	-108.87	

2) 전단력 (kN)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측	1	852.29	-	1050.26	979.20	1050.26	
		중앙부	2	104.65	-	383.45	288.09	383.45	
		우측	3	-1174.92	-	-1034.20	-953.22	-1174.92	
	2경간	좌측	4	1006.28	-	836.15	800.38	1006.28	
		중앙부	5	102.31	-	80.78	45.98	102.31	
		우측	6	-1068.28	-	-920.57	-888.95	-1068.28	
	3경간	좌측	7	1066.41	-	919.91	888.22	1066.41	
		중앙부	8	-99.18	-	-80.71	-45.93	-99.18	
		우측	9	-1004.21	-	-836.92	-801.65	-1004.21	
	4경간	좌측	10	1174.71	-	1041.96	965.23	1174.71	
		중앙부	11	-105.22	-	-398.55	-314.85	-398.55	
		우측	12	-852.33	-	-1016.77	-932.50	-1016.77	
하부 슬래브	1경간	좌측	13	-1054.77	-	-1038.77	-832.50	-1054.77	
		중앙부	14	-992.75	-	-1057.24	-850.97	-1057.24	
		우측	15	1245.10	-	824.20	768.40	1245.10	
	2경간	좌측	16	-1134.77	-	-895.78	-829.53	-1134.77	
		중앙부	17	314.80	-	232.16	204.50	314.80	
		우측	18	1128.40	-	903.90	861.99	1128.40	
	3경간	좌측	19	-1129.83	-	-903.41	-861.49	-1129.83	
		중앙부	20	-314.70	-	-232.15	-204.50	-314.70	
		우측	21	1132.56	-	890.41	824.08	1132.56	
	4경간	좌측	22	-1238.22	-	-828.10	-764.28	-1238.22	
		중앙부	23	989.95	-	1052.38	846.00	1052.38	
		우측	24	1052.06	-	1033.89	827.51	1052.06	

중간 슬래브	1 경간	좌측	25	79.05	-	62.71	57.09	79.05	
		중앙부	26	-7.44	-	15.91	10.29	15.91	
		우측	27	-85.44	-	-60.43	-55.21	-85.44	
	2 경간	좌측	28	83.30	-	65.27	57.70	83.30	
		중앙부	29	-10.02	-	-20.07	-12.80	-20.07	
		우측	30	-88.02	-	-66.87	-59.60	-88.02	
	3 경간	좌측	31	87.87	-	66.84	59.56	87.87	
		중앙부	32	9.87	-	20.04	12.76	20.04	
		우측	33	-83.15	-	-65.31	-57.74	-83.15	
	4 경간	좌측	34	85.24	-	60.42	55.19	85.24	
		중앙부	35	7.24	-	-15.91	-10.30	-15.91	
		우측	36	-78.87	-	-62.71	-57.10	-78.87	
좌측 벽체	1 층	상부	37	756.87	-	-1246.86	-916.43	-1246.86	
		중앙부	38	1361.40	-	2341.76	1821.73	2341.76	
		하부	39	1065.08	-	1697.94	1247.01	1697.94	
	2 층	상부	40	-931.09	-	-909.13	-878.19	-931.09	
		중앙부	41	-816.01	-	-789.47	-743.52	-816.01	
		하부	42	-705.44	-	-624.66	-558.22	-705.44	
우측 벽체	1 층	상부	43	-720.27	-	1334.41	1007.05	1334.41	
		중앙부	44	-1340.18	-	-2272.94	-1750.03	-2272.94	
		하부	45	-1044.07	-	-1690.71	-1239.86	-1690.71	
	2 층	상부	46	922.87	-	857.41	817.51	922.87	
		중앙부	47	796.99	-	722.84	665.28	796.99	
		하부	48	695.72	-	578.94	564.66	695.72	
중간 벽체	2 층	1련 상부	49	-325.66	-	-481.81	-319.30	-481.81	
		1련 중앙	50	-325.66	-	-482.55	-319.72	-482.55	
		1련 하부	51	-325.66	-	-483.11	-320.04	-483.11	
	1 층	2련 상부	52	87.90	-	266.16	173.58	266.16	
		2련 중앙	53	87.90	-	269.59	175.54	269.59	
		2련 하부	54	87.90	-	272.00	176.91	272.00	
	2 층	2련 상부	55	146.73	-	-273.61	-149.50	-273.61	
		2련 중앙	56	146.73	-	-274.36	-149.92	-274.36	
		2련 하부	57	146.73	-	-274.92	-150.24	-274.92	
	2 층	3련 상부	58	322.35	-	480.49	317.81	480.49	
		3련 중앙	59	322.35	-	481.24	318.23	481.24	
		3련 하부	60	322.35	-	481.80	318.55	481.80	

3) 축력 (kN)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-1091.17	-	-999.08	-974.78	-1091.17	
		중앙부	2	-1091.17	-	-1088.86	-1012.49	-1091.17	
		우측	3	-1091.17	-	-1268.21	-1119.85	-1268.21	
	2 경간	좌측	4	-862.32	-	-1035.85	-948.69	-1035.85	
		중앙부	5	-862.32	-	-910.04	-872.76	-910.04	
		우측	6	-862.32	-	-1056.20	-951.71	-1056.20	
	3 경간	좌측	7	-862.33	-	-1059.45	-955.07	-1059.45	
		중앙부	8	-862.33	-	-922.03	-881.92	-922.03	
		우측	9	-862.33	-	-1065.95	-974.13	-1065.95	
	4 경간	좌측	10	-1083.07	-	-1308.17	-1155.61	-1308.17	
		중앙부	11	-1083.07	-	-1149.77	-1067.24	-1149.77	
		우측	12	-1083.07	-	-1077.66	-1045.62	-1083.07	
하부 슬래브	1 경간	좌측	13	-1785.44	-	-2901.41	-2341.85	-2901.41	
		중앙부	14	-1785.44	-	-2901.41	-2341.85	-2901.41	
		우측	15	-1785.44	-	-1502.08	-1222.62	-1785.44	
	2 경간	좌측	16	-1761.55	-	-1671.68	-1348.20	-1761.55	
		중앙부	17	-1761.55	-	-999.56	-841.02	-1761.55	
		우측	18	-1761.55	-	-708.97	-597.09	-1761.55	
	3 경간	좌측	19	-1709.91	-	-713.99	-602.88	-1709.91	
		중앙부	20	-1709.91	-	-1003.13	-843.82	-1709.91	
		우측	21	-1709.91	-	-1690.70	-1366.82	-1709.91	
	4 경간	좌측	22	-1681.11	-	-1522.06	-1242.13	-1684.26	
		중앙부	23	-1681.11	-	-2949.66	-2390.98	-2949.66	
		우측	24	-1681.11	-	-2949.66	-2390.98	-2949.66	
중간 슬래브	1 경간	좌측	25	1154.13	-	399.47	252.59	1154.13	
		중앙부	26	1154.13	-	393.47	249.17	1154.13	
		우측	27	1154.13	-	387.46	245.75	1154.13	
	2 경간	좌측	28	887.91	-	-99.23	-84.27	887.91	
		중앙부	29	887.91	-	-93.22	-87.69	887.91	
		우측	30	887.91	-	-87.21	-91.11	887.91	
	3 경간	좌측	31	863.06	-	-84.49	-89.76	863.06	
		중앙부	32	863.06	-	-90.49	-86.34	863.06	
		우측	33	863.06	-	-96.50	-82.92	863.06	
	4 경간	좌측	34	1124.31	-	396.40	255.35	1124.31	
		중앙부	35	1124.31	-	402.41	258.77	1124.31	
		우측	36	1124.31	-	408.41	262.19	1124.31	
좌측 벽체	1 층	상부	37	-1521.36	-	-1397.56	-1442.12	-1607.36	
		중앙부	38	-1703.64	-	-1598.10	-1511.93	-1789.64	
		하부	39	-1703.64	-	-1553.04	-1425.01	-1789.64	
	2 층	상부	40	-1340.29	-	-1384.63	-1356.89	-1422.65	
		중앙부	41	-1407.95	-	-1332.20	-1391.17	-1490.31	
		하부	42	-1430.59	-	-1370.95	-1413.06	-1512.95	

우측 벽체	1층	상부	43	-1521.36	-	-1306.28	-1334.56	-1601.47	
		중앙부	44	-1703.64	-	-1507.31	-1358.13	-1783.75	
		하부	45	-1703.64	-	-1507.31	-1358.13	-1783.75	
	2층	상부	46	-1340.29	-	-1396.37	-1325.74	-1417.05	
		중앙부	47	-1407.95	-	-1240.91	-1261.34	-1484.72	
		하부	48	-1430.59	-	-1262.49	-1291.35	-1507.35	
중간 벽체	2층	1련 상부	49	-2892.98	-	-2357.67	-2316.09	-2892.98	
		1련 중앙	50	-2892.98	-	-2357.67	-2316.09	-2892.98	
		1련 하부	51	-2918.10	-	-2382.80	-2341.22	-2918.10	
	1층	2련 상부	52	-3026.31	-	-2435.76	-2435.37	-3037.49	
		2련 중앙	53	-3068.10	-	-2477.56	-2477.17	-3079.28	
		2련 하부	54	-3082.03	-	-2491.49	-2491.10	-3093.22	
	2층	2련 상부	55	-2813.81	-	-2317.56	-2324.79	-2824.03	
		2련 중앙	56	-2813.81	-	-2317.56	-2324.79	-2824.03	
		2련 하부	57	-2838.93	-	-2342.68	-2349.92	-2849.16	
	2층	3련 상부	58	-2892.26	-	-2335.67	-2299.03	-2892.26	
		3련 중앙	59	-2892.26	-	-2335.67	-2299.03	-2892.26	
		3련 하부	60	-2917.38	-	-2360.80	-2324.15	-2917.38	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측	1	-972.13	-	-	-	-972.13	
		중앙부	2	1524.16	-	-	-	1524.16	
		우측	3	-2239.12	-	-	-	-2239.12	
	2경간	좌측	4	-2000.74	-	-	-	-2000.74	
		중앙부	5	1011.46	-	-	-	1011.46	
		우측	6	-2084.50	-	-	-	-2084.50	
	3경간	좌측	7	-2082.58	-	-	-	-2082.58	
		중앙부	8	1003.41	-	-	-	1003.41	
		우측	9	-1982.24	-	-	-	-1982.24	
	4경간	좌측	10	-2235.66	-	-	-	-2235.66	
		중앙부	11	1514.03	-	-	-	1514.03	
		우측	12	-956.16	-	-	-	-956.16	
하부 슬래브	1경간	좌측	13	-2716.14	-	-	-	-2716.14	
		중앙부	14	-	-	-	-	-	
		우측	15	-2153.79	-	-	-	-2153.79	
	2경간	좌측	16	-2249.12	-	-	-	-2249.12	
		중앙부	17	1034.98	-	-	-	1034.98	
		우측	18	-2238.75	-	-	-	-2238.75	
	3경간	좌측	19	-2245.84	-	-	-	-2245.84	
		중앙부	20	1034.26	-	-	-	1034.26	
		우측	21	-2237.54	-	-	-	-2237.54	
	4경간	좌측	22	-2146.04	-	-	-	-2146.04	
		중앙부	23	-	-	-	-	-	
		우측	24	-2685.64	-	-	-	-2685.64	

중간 슬래브	1 경간	좌측	25	-112.53	-	-	-	-112.53	
		중앙부	26	58.62	-	-	-	58.62	
		우측	27	-140.81	-	-	-	-140.81	
	2 경간	좌측	28	-125.91	-	-	-	-125.91	
		중앙부	29	60.74	-	-	-	60.74	
		우측	30	-145.11	-	-	-	-145.11	
	3 경간	좌측	31	-144.81	-	-	-	-144.81	
		중앙부	32	60.93	-	-	-	60.93	
		우측	33	-125.23	-	-	-	-125.23	
	4 경간	좌측	34	-140.28	-	-	-	-140.28	
		중앙부	35	58.74	-	-	-	58.74	
		우측	36	-111.86	-	-	-	-111.86	
좌측 벽체	1 층	상부	37	-930.61	-	-	-	-930.61	
		중앙부	38	-	-	-	-	-	
		하부	39	-2622.81	-	-	-	-2622.81	
	2 층	상부	40	-1269.33	-	-	-	-1269.33	
		중앙부	41	368.69	-	-	-	368.69	
		하부	42	-758.33	-	-	-	-758.33	
우측 벽체	1 층	상부	43	-875.23	-	-	-	-875.23	
		중앙부	44	-	-	-	-	-	
		하부	45	-2597.39	-	-	-	-2597.39	
	2 층	상부	46	-1245.96	-	-	-	-1245.96	
		중앙부	47	331.14	-	-	-	331.14	
		하부	48	-703.86	-	-	-	-703.86	
중간 벽체	2 층	1련 상부	49	-363.15	-	-	-	-363.15	
		1련 중앙	50	-	-	-	-	-	
		1련 하부	51	-	-	-	-	-	
	1 층	2련 상부	52	-55.27	-	-	-	-55.27	
		2련 중앙	53	97.79	-	-	-	97.79	
		2련 하부	54	-148.82	-	-	-	-148.82	
	2 층	2련 상부	55	-181.56	-	-	-	-181.56	
		2련 중앙	56	181.58	-	-	-	181.58	
		2련 하부	57	-27.98	-	-	-	-27.98	
	2 층	3련 상부	58	-	-	-	-	-	
		3련 중앙	59	358.44	-	-	-	358.44	
		3련 하부	60	-78.66	-	-	-	-78.66	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1423	2944.1	3308.9	6328.9	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	7150	1.12
		중앙부	2	1000	1320	2100.8	2228.2	4835.2	H29 - 8.0EA	5139	1.06
		우측	3	1000	1417	3120.4	3710.2	6759.5	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	8107	1.19
	2경간	좌측	4	1000	1417	2867.3	3710.2	6188.4	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	8107	1.29
		중앙부	5	1000	1320	1433.7	2000.3	3264.9	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596	1.40
		우측	6	1000	1423	2936.0	3308.9	6310.8	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	7150	1.13
	3경간	좌측	7	1000	1423	2933.0	3308.9	6303.9	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	7150	1.13
		중앙부	8	1000	1320	1420.8	2000.3	3234.9	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596	1.41
		우측	9	1000	1417	2837.7	3710.2	6122.0	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	8107	1.31
	4경간	좌측	10	1000	1417	3114.9	3710.2	6746.9	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	8107	1.19
		중앙부	11	1000	1320	2077.9	2228.2	4780.9	H29 - 8.0EA	5139	1.07
		우측	12	1000	1423	2904.4	3308.9	6240.0	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	7150	1.14
하부슬래브	1경간	좌측	13	1000	1361	3668.1	4495.1	8375.7	H32 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	10407	1.23
		좌측(배수구단면)	13	1000	1240	1472.6	3712.9	3916.6	H32 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	10407	2.52
		중앙부	14	1000	1420	2564.9	2947.9	5498.0	H32 - 8.0EA	6354	1.15
		우측	15	1000	1417	2997.0	3710.2	6480.4	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	8107	1.24
	2경간	좌측	16	1000	1417	3133.1	3710.2	6788.1	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	8107	1.18
		중앙부	17	1000	1420	1424.0	1908.4	3004.9	H25 - 8.0EA	4054	1.34
		우측	18	1000	1350	3126.3	3526.5	7140.2	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	8107	1.13

하부슬래브	3경간	좌측	19	1000	1350	3137.7	3526.5	7167.5	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	8107	1.12
		중앙부	20	1000	1420	1422.9	1908.4	3002.5	H25 - 8.0EA	4054	1.34
		우측	21	1000	1417	3114.5	3710.2	6746.1	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	8107	1.19
	4경간	좌측	22	1000	1417	2984.5	3710.2	6452.4	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	8107	1.24
		중앙부	23	1000	1420	2633.8	2947.9	5651.3	H32 - 8.0EA	6354	1.12
		우측	24	1000	1361	3619.3	4495.1	8257.7	H32 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	10407	1.24
		우측(배수구단면)	24	1000	1240	1472.6	3712.9	3916.6	H32 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	10407	2.52
중간슬래브	1경간	좌측	25	1000	387	139.4	285.8	1087.2	H19 - 8.0EA	2292	2.05
		중앙부	26	1000	220	70.6	111.4	982.3	H16 - 8.0EA	1589	1.58
		우측	27	1000	387	173.0	285.8	1357.5	H19 - 8.0EA	2292	1.65
	2경간	좌측	28	1000	387	159.8	285.8	1250.5	H19 - 8.0EA	2292	1.79
		중앙부	29	1000	220	73.2	111.4	1019.9	H16 - 8.0EA	1589	1.52
		우측	30	1000	387	183.5	285.8	1442.6	H19 - 8.0EA	2292	1.56
	3경간	좌측	31	1000	387	183.0	285.8	1438.7	H19 - 8.0EA	2292	1.56
		중앙부	32	1000	220	73.5	111.4	1024.2	H16 - 8.0EA	1589	1.52
		우측	33	1000	387	158.7	285.8	1241.8	H19 - 8.0EA	2292	1.80
	4경간	좌측	34	1000	387	172.2	285.8	1350.7	H19 - 8.0EA	2292	1.66
		중앙부	35	1000	220	70.8	111.4	985.3	H16 - 8.0EA	1589	1.57
		우측	36	1000	387	138.3	285.8	1078.5	H19 - 8.0EA	2292	2.07
좌측벽체	1층	상부	37	1000	1467	1923.2	6135.7	-	H32 - 8.0EA	7942	3.19
		중앙부	38	1000	1320	2084.9	4117.5	-	H29 - 8.0EA	15546	1.98
		하부	39	1000	1261	3517.8	5901.2	-	H32 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	15546	1.68
	2층	상부	40	1000	1423	3321.9	4658.7	-	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	8739	1.40
		중앙부	41	1000	1320	822.5	5249.6	-	H16 - 8.0EA	11039	6.38
		하부	42	1000	1300	1736.5	5049.9	-	H32 - 8.0EA	7942	2.91

우측벽체	1층	상부	43	1000	1467	1966.6	6034.0	-	H32 - 8.0EA	7942	3.07
		중앙부	44	1000	1320	2149.1	4013.5	-	H29 - 8.0EA	15546	1.87
		하부	45	1000	1261	3477.2	5917.0	-	H32 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	15546	1.70
	2층	상부	46	1000	1423	3223.0	4704.3	-	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	8739	1.46
		중앙부	47	1000	1320	765.7	5530.7	-	H16 - 8.0EA	11039	7.22
		하부	48	1000	1300	1799.5	4936.3	-	H32 - 8.0EA	7942	2.74

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	816.2	1050.3	1814.6	2.00	93.11	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	2	857.4	383.5	1381.7	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	3	811.9	1174.9	1804.9	2.00	145.21	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	4	811.9	1006.3	1804.9	2.00	77.75	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	857.4	102.3	1381.7	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	816.2	1068.3	1814.6	2.00	100.28	H16	150	397.20	O.K
	3경간	좌측	7	816.2	1066.4	1814.6	2.00	99.53	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	8	857.4	99.2	1381.7	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	9	811.9	1004.2	1804.9	2.00	76.92	H16	150	397.20	O.K
	4경간	좌측	10	811.9	1174.7	1804.9	2.00	145.13	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	11	857.4	398.5	1381.7	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	12	816.2	1016.8	1814.6	2.00	79.78	H16	150	397.20	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	13	884.0	1054.8	1965.3	2.00	62.73	H16	150	397.20	O.K
		좌측 (배수구단면)	13	740.5	1389.0	1646.1	2.00	284.40	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	14	922.3	1057.2	2050.4	2.00	47.51	H16	150	397.20	O.K
		우측	15	876.9	1245.1	1949.3	2.00	136.39	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	16	876.9	1134.8	1949.3	2.00	95.53	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	17	922.3	314.8	1486.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	18	876.9	1128.4	1949.3	2.00	93.17	H16	150	397.20	O.K
	3경간	좌측	19	876.9	1129.8	1949.3	2.00	93.70	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	20	922.3	314.7	1486.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	21	876.9	1132.6	1949.3	2.00	94.71	H16	150	397.20	O.K
	4경간	좌측	22	876.9	1238.2	1949.3	2.00	133.84	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	23	922.3	1052.4	2050.4	2.00	45.80	H16	150	397.20	O.K
		우측	24	884.0	1052.1	1965.3	2.00	61.73	H16	150	397.20	O.K
		우측 (배수구단면)	24	740.5	1389.0	1646.1	2.00	284.40	H16	150	397.20	O.K

중간슬래브	1경간	좌측	25	142.9	79.0	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	26	142.9	15.9	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	27	142.9	85.4	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
	2경간	좌측	28	142.9	83.3	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	29	142.9	20.1	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	30	142.9	88.0	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
	3경간	좌측	31	142.9	87.9	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	32	142.9	20.0	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	33	142.9	83.2	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
	4경간	좌측	34	142.9	85.2	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	35	142.9	15.9	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	36	142.9	78.9	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	37	913.6	1246.9	2926.5	2.00	128.17	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	38	935.7	2341.8	2979.5	2.00	532.62	H22	150	774.20	O.K
		하부	39	893.9	1697.9	2846.5	2.00	318.81	H22	150	774.20	O.K
	2층	상부	40	875.5	931.1	2821.4	2.00	22.12	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	41	922.6	816.0	2966.4	2.00	-	H22	150	774.20	O.K
		하부	42	909.6	705.4	2922.5	2.00	-	H22	150	774.20	O.K
우측벽체	1층	상부	43	913.4	1334.4	2926.3	2.00	161.94	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	44	935.4	2272.9	2979.3	2.00	506.65	H22	150	774.20	O.K
		하부	45	893.6	1690.7	2846.2	2.00	316.04	H22	150	774.20	O.K
	2층	상부	46	875.3	922.9	2821.1	2.00	18.94	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	47	922.3	797.0	2966.2	2.00	-	H22	150	774.20	O.K
		하부	48	909.3	695.7	2922.2	2.00	-	H22	150	774.20	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, kf = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1423.36	100.00	2944.14	1050.26

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7150.400 x 400.00 = 2860160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.626 mm, c = 124.626 / β1 = 124.626 / 0.85 = 146.618 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 146.618) / 146.618 = 0.02701

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6328.905 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7150.4 mm² (철근도심 : 143.3 mm), [사용률 = 1.130]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

2단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00502

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.626 mm

ΦMn = 0.85 x 7150.400 x 400 x (1423.36 - a/2) = 3308.884 kN.m

≥ Mu (= 2944.138 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.124]

* 전단에 대한 검토 (d = 1256.69 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1256.69 = 816.244 kN

< Vu (= 1050.260 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1050.260-816.244) x 150.00 / (400x1256.69xΦ) x 1000 = 93.108 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1256.69 / 150.00 x 1000 = 1331.087 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1256.69 / 1000 = 4353.304 kN ≥ 1331.087 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1088.326 + 1331.087) = 1814.559 kN ≥ 1050.260 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1320.00	80.00	2100.76	363.45

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03458

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4835.188 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.063]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00389

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1320.00 - a/2) = 2228.217 kN.m

≥ Mu (= 2100.761 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.061]

* 전단에 대한 검토 (d = 1320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1320.00 = 857.365 kN

≥ Vu (= 383.454 kN) , 전단보강 불필요.

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1416.67	100.00	3120.43	1174.92

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8107.200 x 400.00 = 3242880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 141.302 mm, c = 141.302 / β1 = 141.302 / 0.85 = 166.238 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 166.238) / 166.238 = 0.02347

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6759.460 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.199]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00572

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 141.302 mm

ΦMn = 0.85 x 8107.200 x 400 x (1416.67 - a/2) = 3710.222 kN.m

≥ Mu (= 3120.428 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.189]

* 전단에 대한 검토 (d = 1250.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1250.00 = 811.899 kN

< Vu (= 1174.919 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1174.919-811.899) x 150.00 / (400x1250.00xΦ) x 1000 = 145.208 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1250.00 / 150.00 x 1000 = 1324.000 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1250.00 / 1000 = 4330.127 kN ≥ 1324.000 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1082.532 + 1324.000) = 1804.899 kN ≥ 1174.919 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1416.67	100.00	2867.29	1006.28

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8107.200 x 400.00 = 3242880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 141.302 mm, c = 141.302 / β1 = 141.302 / 0.85 = 166.238 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 166.238) / 166.238 = 0.02347

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 6188.421\ mm^2$$

* 사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.310]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00572

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 141.302 mm

ΦMn = 0.85 x 8107.200 x 400 x (1416.67 - a/2) = 3710.222 kN.m

≥ Mu (= 2867.285 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.294]

* 전단에 대한 검토 (d = 1250.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1250.00 = 811.899 kN

< Vu (= 1006.277 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1006.277-811.899) x 150.00 / (400x1250.00xΦ) x 1000 = 77.751 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1250.00 / 150.00 x 1000 = 1324.000 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1250.00 / 1000 = 4330.127 kN ≥ 1324.000 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1082.532 + 1324.000) = 1804.899 kN ≥ 1006.277 kN ∴ O.K

■ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1320.00	80.00	1433.71	102.31

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 94.249) / 94.249 = 0.03902

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3264.909 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.408]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00348

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (1320.00 - a/2) = 2000.266 kN.m

≥ Mu (= 1433.707 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.395]

* 전단에 대한 검토 (d = 1320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1320.00 = 857.365 kN

≥ Vu (= 102.311 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1423.36	100.00	2936.04	1068.28

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7150.400 x 400.00 = 2860160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.626 mm, c = 124.626 / β1 = 124.626 / 0.85 = 146.618 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 146.618) / 146.618 = 0.02701

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6310.766 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7150.4 mm² (철근도심 : 143.3 mm) , [사용률 = 1.133]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

2단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00502

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.626 mm

ΦMn = 0.85 x 7150.400 x 400 x (1423.36 - a/2) = 3308.884 kN.m

≥ Mu (= 2936.039 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.127]

* 전단에 대한 검토 (d = 1256.69 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1256.69 = 816.244 kN

< Vu (= 1068.283 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1068.283-816.244) x 150.00 / (400x1256.69xΦ) x 1000 = 100.279 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1256.69 / 150.00 x 1000 = 1331.087 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1256.69 / 1000 = 4353.304 kN ≥ 1331.087 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1088.326 + 1331.087) = 1814.559 kN ≥ 1068.283 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 3경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1423.36	100.00	2932.98	1066.41

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7150.400 x 400.00 = 2860160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.626 mm, c = 124.626 / β1 = 124.626 / 0.85 = 146.618 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 146.618) / 146.618 = 0.02701

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6303.914 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7150.4 mm² (철근도심 : 143.3 mm), [사용률 = 1.134]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

2단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00502

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.626 mm

ΦMn = 0.85 x 7150.400 x 400 x (1423.36 - a/2) = 3308.884 kN.m

≥ Mu (= 2932.979 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.128]

* 전단에 대한 검토 (d = 1256.69 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1256.69 = 816.244 kN

< Vu (= 1066.405 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1066.405-816.244) x 150.00 / (400x1256.69xΦ) x 1000 = 99.532 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1256.69 / 150.00 x 1000 = 1331.087 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1256.69 / 1000 = 4353.304 kN ≥ 1331.087 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1088.326 + 1331.087) = 1814.559 kN ≥ 1066.405 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 3경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1320.00	80.00	1420.83	99.18

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 94.249) / 94.249 = 0.03902

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3234.926\ mm^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.421]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00348

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (1320.00 - a/2) = 2000.266 kN.m

≥ Mu (= 1420.828 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.408]

* 전단에 대한 검토 (d = 1320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1320.00 = 857.365 kN

≥ Vu (= 99.183 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 3경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1416.67	100.00	2837.71	1004.21

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8107.200 x 400.00 = 3242880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 141.302 mm, c = 141.302 / β1 = 141.302 / 0.85 = 166.238 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 166.238) / 166.238 = 0.02347

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 6121.989 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.324]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00572

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 141.302 mm

ΦMn = 0.85 x 8107.200 x 400 x (1416.67 - a/2) = 3710.222 kN.m

≥ Mu (= 2837.710 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.307]

* 전단에 대한 검토 (d = 1250.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1250.00 = 811.899 kN

< Vu (= 1004.206 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1004.206-811.899) x 150.00 / (400x1250.00xΦ) x 1000 = 76.923 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1250.00 / 150.00 x 1000 = 1324.000 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1250.00 / 1000 = 4330.127 kN ≥ 1324.000 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1082.532 + 1324.000) = 1804.899 kN ≥ 1004.206 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 4경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1416.67	100.00	3114.90	1174.71

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8107.200 x 400.00 = 3242880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 141.302 mm, c = 141.302 / β1 = 141.302 / 0.85 = 166.238 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 166.238) / 166.238 = 0.02347

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 6746.934\ mm^2$$

* 사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.202]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00572

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 141.302 mm

ΦMn = 0.85 x 8107.200 x 400 x (1416.67 - a/2) = 3710.222 kN.m

≥ Mu (= 3114.896 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.191]

* 전단에 대한 검토 (d = 1250.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1250.00 = 811.899 kN

< Vu (= 1174.713 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1174.713-811.899) x 150.00 / (400x1250.00xΦ) x 1000 = 145.126 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1250.00 / 150.00 x 1000 = 1324.000 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1250.00 / 1000 = 4330.127 kN ≥ 1324.000 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1082.532 + 1324.000) = 1804.899 kN ≥ 1174.713 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 4경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1320.00	80.00	2077.94	398.55

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03458

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4780.882 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.075]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00389

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1320.00 - a/2) = 2228.217 kN.m

≥ Mu (= 2077.936 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.072]

* 전단에 대한 검토 (d = 1320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1320.00 = 857.365 kN

≥ Vu (= 398.547 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 4경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1423.36	100.00	2904.44	1016.77

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7150.400 x 400.00 = 2860160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.626 mm, c = 124.626 / β1 = 124.626 / 0.85 = 146.618 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 146.618) / 146.618 = 0.02701

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 6240.031\ mm^2$$

* 사용철근량 = 7150.4 mm² (철근도심 : 143.3 mm), [사용률 = 1.146]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

2단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00502

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.626 mm

ΦMn = 0.85 x 7150.400 x 400 x (1423.36 - a/2) = 3308.884 kN.m

≥ Mu (= 2904.438 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.139]

* 전단에 대한 검토 (d = 1256.69 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1256.69 = 816.244 kN

< Vu (= 1016.770 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1016.770-816.244) x 150.00 / (400x1256.69xΦ) x 1000 = 79.783 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1256.69 / 150.00 x 1000 = 1331.087 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1256.69 / 1000 = 4353.304 kN ≥ 1331.087 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1088.326 + 1331.087) = 1814.559 kN ≥ 1016.770 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계기정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1361.05	100.00	3668.05	1054.77

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10407.200 x 400.00 = 4162880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 181.389 mm, c = 181.389 / β1 = 181.389 / 0.85 = 213.399 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1400.00 - 213.399) / 213.399 = 0.01668

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 8375.690\ mm^2$$

* 사용철근량 = 10407.2 mm² (철근도심 : 138.9 mm), [사용률 = 1.243]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00765

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 181.389 mm

ΦMn = 0.85 x 10407.200 x 400 x (1361.05 - a/2) = 4495.087 kN.m

≥ Mu (= 3668.051 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.225]

* 전단에 대한 검토 (d = 1361.05 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1361.05 = 884.028 kN

< Vu (= 1054.772 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1054.772-884.028) x 150.00 / (400x1361.05xΦ) x 1000 = 62.725 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1361.05 / 150.00 x 1000 = 1441.624 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1361.05 / 1000 = 4714.816 kN ≥ 1441.624 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1178.704 + 1441.624) = 1965.246 kN ≥ 1054.772 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1240.0	1140.0	100.0	1472.6	1389.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10407.200 x 400.00 = 4162880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 181.389 mm, c = 181.389 / β1 = 181.389 / 0.85 = 213.399 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1140.00 - 213.399) / 213.399 = 0.01303

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3916.627 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10407.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.657]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

수축온도철근비 = 0.00200

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00913

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 181.389 mm

ΦMn = 0.85 x 10407.200 x 400 x (1140.00 - a/2) = 3712.913 kN.m

≥ Mu (= 1472.633 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.521]

* 전단에 대한 검토 (d = 1140.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1140.00 = 740.452 kN

< Vu (= 1388.986 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1388.986-740.452) x 150.00 / (400x1140.00xΦ) x 1000 = 284.445 mm²

Av_use = 397.200 mm² (D16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1140.00 / 150.00 x 1000 = 1207.488 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1140.00 x 1000 = 3949.076 kN ≥ 1207.488 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 570.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (987.269 + 1207.488) = 1646.068 kN ≥ 1388.986 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1420.00	80.00	2564.88	1057.24

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1420.00 - 130.280) / 130.280 = 0.02970

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 5498.029\ mm^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.156]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00447

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1420.00 - a/2) = 2947.909 kN.m

≥ Mu (= 2564.883 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.149]

* 전단에 대한 검토 (d = 1420.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1420.00 = 922.317 kN

< Vu (= 1057.239 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1057.239-922.317) x 150.00 / (400x1420.00xΦ) x 1000 = 47.508 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1420.00 / 150.00 x 1000 = 1504.064 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1420.00 / 1000 = 4919.024 kN ≥ 1504.064 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1229.756 + 1504.064) = 2050.365 kN ≥ 1057.239 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1416.67	100.00	2996.95	1245.10

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8107.200 x 400.00 = 3242880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 141.302 mm, c = 141.302 / β1 = 141.302 / 0.85 = 166.238 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 166.238) / 166.238 = 0.02347

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 6480.372 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.251]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00572

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 141.302 mm

ΦMn = 0.85 x 8107.200 x 400 x (1416.67 - a/2) = 3710.222 kN.m

≥ Mu (= 2996.949 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.238]

* 전단에 대한 검토 (d = 1350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1350.00 = 876.851 kN

< Vu (= 1245.098 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1245.098-876.851) x 150.00 / (400x1350.00xΦ) x 1000 = 136.388 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1350.00 / 150.00 x 1000 = 1429.920 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1350.00 / 1000 = 4676.537 kN ≥ 1429.920 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1169.134 + 1429.920) = 1949.291 kN ≥ 1245.098 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1416.67	100.00	3133.07	1134.77

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8107.200 x 400.00 = 3242880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 141.302 mm, c = 141.302 / β1 = 141.302 / 0.85 = 166.238 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 166.238) / 166.238 = 0.02347

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 6788.084 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.194]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00572

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 141.302 mm

ΦMn = 0.85 x 8107.200 x 400 x (1416.67 - a/2) = 3710.222 kN.m

≥ Mu (= 3133.066 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.184]

* 전단에 대한 검토 (d = 1350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1350.00 = 876.851 kN

< Vu (= 1134.769 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1134.769-876.851) x 150.00 / (400x1350.00xΦ) x 1000 = 95.525 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1350.00 / 150.00 x 1000 = 1429.920 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1350.00 / 1000 = 4676.537 kN ≥ 1429.920 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1169.134 + 1429.920) = 1949.291 kN ≥ 1134.769 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1420.00	80.00	1424.02	314.80

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1420.00 - 83.119) / 83.119 = 0.04825

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3004.924\ mm^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.349]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00285

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (1420.00 - a/2) = 1908.392 kN.m

≥ Mu (= 1424.023 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.340]

* 전단에 대한 검토 (d = 1420.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1420.00 = 922.317 kN

≥ Vu (= 314.799 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1350.00	100.00	3126.31	1128.40

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8107.200 x 400.00 = 3242880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 141.302 mm, c = 141.302 / β1 = 141.302 / 0.85 = 166.238 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1400.00 - 166.238) / 166.238 = 0.02227

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7140.232 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.135]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00601

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 141.302 mm

ΦMn = 0.85 x 8107.200 x 400 x (1350.00 - a/2) = 3526.459 kN.m

≥ Mu (= 3126.306 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.128]

* 전단에 대한 검토 (d = 1350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1350.00 = 876.851 kN

< Vu (= 1128.397 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1128.397-876.851) x 150.00 / (400x1350.00xΦ) x 1000 = 93.165 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1350.00 / 150.00 x 1000 = 1429.920 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1350.00 / 1000 = 4676.537 kN ≥ 1429.920 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1169.134 + 1429.920) = 1949.291 kN ≥ 1128.397 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 3경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1350.00	100.00	3137.65	1129.83

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8107.200 x 400.00 = 3242880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 141.302 mm, c = 141.302 / β1 = 141.302 / 0.85 = 166.238 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1400.00 - 166.238) / 166.238 = 0.02227

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 7167.469\ mm^2$$

* 사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.131]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00601

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 141.302 mm

ΦMn = 0.85 x 8107.200 x 400 x (1350.00 - a/2) = 3526.459 kN.m

≥ Mu (= 3137.653 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.124]

* 전단에 대한 검토 (d = 1350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1350.00 = 876.851 kN

< Vu (= 1129.833 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1129.833-876.851) x 150.00 / (400x1350.00xΦ) x 1000 = 93.697 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1350.00 / 150.00 x 1000 = 1429.920 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1350.00 / 1000 = 4676.537 kN ≥ 1429.920 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1169.134 + 1429.920) = 1949.291 kN ≥ 1129.833 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 3경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1420.00	80.00	1422.87	314.70

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1420.00 - 83.119) / 83.119 = 0.04825

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3002.449 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.350]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00285

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (1420.00 - a/2) = 1908.392 kN.m

≥ Mu (= 1422.872 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.341]

* 전단에 대한 검토 (d = 1420.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1420.00 = 922.317 kN

≥ Vu (= 314.697 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 3경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1416.67	100.00	3114.54	1132.56

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8107.200 x 400.00 = 3242880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 141.302 mm, c = 141.302 / β1 = 141.302 / 0.85 = 166.238 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 166.238) / 166.238 = 0.02347

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 6746.133\ mm^2$$

* 사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.202]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00572

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 141.302 mm

ΦMn = 0.85 x 8107.200 x 400 x (1416.67 - a/2) = 3710.222 kN.m

≥ Mu (= 3114.542 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.191]

* 전단에 대한 검토 (d = 1350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1350.00 = 876.851 kN

< Vu (= 1132.559 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1132.559-876.851) x 150.00 / (400x1350.00xΦ) x 1000 = 94.707 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1350.00 / 150.00 x 1000 = 1429.920 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1350.00 / 1000 = 4676.537 kN ≥ 1429.920 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1169.134 + 1429.920) = 1949.291 kN ≥ 1132.559 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 4경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1416.67	100.00	2984.54	1238.22

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8107.200 x 400.00 = 3242880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 141.302 mm, c = 141.302 / β1 = 141.302 / 0.85 = 166.238 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 166.238) / 166.238 = 0.02347

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 6452.392 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.256]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00572

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 141.302 mm

ΦMn = 0.85 x 8107.200 x 400 x (1416.67 - a/2) = 3710.222 kN.m

≥ Mu (= 2984.544 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.243]

* 전단에 대한 검토 (d = 1350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1350.00 = 876.851 kN

< Vu (= 1238.216 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1238.216-876.851) x 150.00 / (400x1350.00xΦ) x 1000 = 133.839 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1350.00 / 150.00 x 1000 = 1429.920 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1350.00 / 1000 = 4676.537 kN ≥ 1429.920 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1169.134 + 1429.920) = 1949.291 kN ≥ 1238.216 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 4경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1420.00	80.00	2633.81	1052.38

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1420.00 - 130.280) / 130.280 = 0.02970

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 5651.280 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.124]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00447

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1420.00 - a/2) = 2947.909 kN.m

≥ Mu (= 2633.810 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.119]

* 전단에 대한 검토 (d = 1420.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1420.00 = 922.317 kN

< Vu (= 1052.378 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1052.378-922.317) x 150.00 / (400x1420.00xΦ) x 1000 = 45.796 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1420.00 / 150.00 x 1000 = 1504.064 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1420.00 / 1000 = 4919.024 kN ≥ 1504.064 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1229.756 + 1504.064) = 2050.365 kN ≥ 1052.378 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 4경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1361.05	100.00	3619.25	1052.06

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10407.200 x 400.00 = 4162880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 181.389 mm, c = 181.389 / β1 = 181.389 / 0.85 = 213.399 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1400.00 - 213.399) / 213.399 = 0.01668

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8257.670 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10407.2 mm² (철근도심 : 138.9 mm), [사용률 = 1.260]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00765

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 181.389 mm

ΦMn = 0.85 x 10407.200 x 400 x (1361.05 - a/2) = 4495.087 kN.m

≥ Mu (= 3619.253 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.242]

* 전단에 대한 검토 (d = 1361.05 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1361.05 = 884.028 kN

< Vu (= 1052.064 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1052.064-884.028) x 150.00 / (400x1361.05xΦ) x 1000 = 61.730 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1361.05 / 150.00 x 1000 = 1441.624 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1361.05 / 1000 = 4714.816 kN ≥ 1441.624 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1178.704 + 1441.624) = 1965.246 kN ≥ 1052.064 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 4경간(우측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1240.0	1140.0	100.0	1472.6	1389.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10407.200 x 400.00 = 4162880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 181.389 mm, c = 181.389 / β1 = 181.389 / 0.85 = 213.399 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1140.00 - 213.399) / 213.399 = 0.01303

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3916.627 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10407.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.657]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

수축온도철근비 = 0.00200

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00913

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 181.389 mm

ΦMn = 0.85 x 10407.200 x 400 x (1140.00 - a/2) = 3712.913 kN.m

≥ Mu (= 1472.633 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.521]

* 전단에 대한 검토 (d = 1140.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1140.00 = 740.452 kN

< Vu (= 1388.986 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1388.986-740.452) x 150.00 / (400x1140.00xΦ) x 1000 = 284.445 mm²

Av_use = 397.200 mm² (D16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1140.00 / 150.00 x 1000 = 1207.488 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1140.00 x 1000 = 3949.076 kN ≥ 1207.488 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 570.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (987.269 + 1207.488) = 1646.068 kN ≥ 1388.986 kN ∴ O.K

■ TITLE : 중간슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	466.67	386.67	80.00	139.43	79.05

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (386.67 - 46.997) / 46.997 = 0.02168

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1087.178 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.108]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00593

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (386.67 - a/2) = 285.756 kN.m

≥ Mu (= 139.426 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.050]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 79.045 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	300.00	220.00	80.00	70.62	15.91

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (220.00 - 32.578) / 32.578 = 0.01726

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 982.324\ mm^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.617]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00722

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (220.00 - a/2) = 111.363 kN.m

≥ Mu (= 70.619 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.577]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 15.906 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	466.67	386.67	80.00	173.01	85.44

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (386.67 - 46.997) / 46.997 = 0.02168

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1357.534 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.688]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00593

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (386.67 - a/2) = 285.756 kN.m

≥ Mu (= 173.010 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.652]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 85.444 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	466.67	386.67	80.00	159.76	83.30

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (386.67 - 46.997) / 46.997 = 0.02168

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1250.465\ mm^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.833]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00593

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (386.67 - a/2) = 285.756 kN.m

≥ Mu (= 159.761 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.789]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 83.301 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	300.00	220.00	80.00	73.21	20.07

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (220.00 - 32.578) / 32.578 = 0.01726

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1019.876 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.558]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00722

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (220.00 - a/2) = 111.363 kN.m

≥ Mu (= 73.205 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.521]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 20.074 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	466.67	386.67	80.00	183.48	88.02

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (386.67 - 46.997) / 46.997 = 0.02168

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1442.556 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.589]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00593

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (386.67 - a/2) = 285.756 kN.m

≥ Mu (= 183.482 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.557]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 88.017 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 3경간(좌측)

* 단면제원 및 설계기정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	466.67	386.67	80.00	183.01	87.87

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (386.67 - 46.997) / 46.997 = 0.02168

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1438.678 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.593]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00593

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (386.67 - a/2) = 285.756 kN.m

≥ Mu (= 183.005 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.561]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 87.868 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 3경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	300.00	220.00	80.00	73.50	20.04

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (220.00 - 32.578) / 32.578 = 0.01726

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1024.212 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.551]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00722

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (220.00 - a/2) = 111.363 kN.m

≥ Mu (= 73.503 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.515]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 20.039 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 3경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	466.67	386.67	80.00	158.68	83.15

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (386.67 - 46.997) / 46.997 = 0.02168

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1241.753 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.846]

1단 : H19 ~ 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00593

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (386.67 - a/2) = 285.756 kN.m

≥ Mu (= 158.680 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.801]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 83.151 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 4경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	466.67	386.67	80.00	172.16	85.24

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (386.67 - 46.997) / 46.997 = 0.02168

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1350.664 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.697]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00593

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (386.67 - a/2) = 285.756 kN.m

≥ Mu (= 172.162 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.660]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 85.242 kN) , 전단보강 불필요.

■ TITLE : 중간슬래브 4경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	300.00	220.00	80.00	70.82	15.91

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (220.00 - 32.578) / 32.578 = 0.01726

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 985.258 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.613]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00722

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (220.00 - a/2) = 111.363 kN.m

≥ Mu (= 70.821 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.572]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 15.913 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 4경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	466.67	386.67	80.00	138.34	78.87

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (386.67 - 46.997) / 46.997 = 0.02168

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1078.482 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.125]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00593

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (386.67 - a/2) = 285.756 kN.m

≥ Mu (= 138.338 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.066]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 78.873 kN) , 전단보강 불필요.

■ TITLE : 좌측벽체 1층(상부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1566.667	100.000	1466.667	1607.360	1923.222	1196.510

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 1588.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0051) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1566.7 x 1000.0 = 35955000.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (35955000.0 x 783.33 + 2541440.0 x 100.000 + 635520.0 x 1486.667) / 39131960.0

= 750.376 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 880.000 mm, ab = k1 x cb = 748.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 748000.000 = 17166.600 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 17166.600 + 599.057 - 2541.440 = 15224.217 kN

Mb = Cc x 442.290 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9686.592 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 636.262 mm, e = Mu/Pu = 1196.510 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 408.833 mm, a = k1 x c = 347.508 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 347507.668 = 7975.301 kN

∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 7975.301 + 599.057 - 2541.440 = 6032.918 kN

Mn = Cc x 576.623 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7218.394 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1196.501) | = 0.0086 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1566.67 - 100.00 = 1466.667 mm

c = 408.833 mm, a = k1 x c = 347.508 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1466.67-408.83) / 408.83 = 0.00776

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 31159.746 kN ≥ Pn = 6032.918 kN

ΦPn = 0.85 x 6032.918 = 5127.980 kN ≥ Pu = 1607.360 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.197 = 6135.679 kN.m ≥ Mu = 1923.222 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1300.00 = 913.620 kN

< Vu (= 1246.857 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1246.857 - 913.620) x 150.00 / (400.0 x 1300.00 x Φ) = 128.168 ㎟

Use Av = 774.200 ㎟ (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1300.00 / 150.00 = 2683.893 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1300.00 = 4503.332 kN ≥ 2683.893 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1218.161 + 2683.893) = 2926.540 kN ≥ 1246.857 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(중앙부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	80.000	1320.000	1789.640	2084.880	1164.972

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 10407.200 ㎟ (압축중심 = 138.95 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 4162880.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 2055680.0 x 80.000 + 4162880.0 x 1261.050) / 38348560.0

= 727.669 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.000 mm, ab = k1 x cb = 673.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 3924.035 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 15449.940 + 3924.035 - 2055.680 = 17318.295 kN

Mb = Cc x 335.731 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8611.431 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 497.245 mm, e = Mu/Pu = 1164.972 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 216.305 mm, a = k1 x c = 183.859 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 183859.305 = 4219.571 kN

∑Csi = 1994.251 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 4219.571 + 1994.251 - 2055.680 = 4158.142 kN

Mn = Cc x 635.739 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4844.141 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1164.977)| = 0.0055 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 216.305 mm, a = k1 x c = 183.859 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-216.31) / 216.31 = 0.01531

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 30393.416 kN ≥ Pn = 4158.142 kN

ΦPn = 0.85 x 4158.142 = 3534.421 kN ≥ Pu = 1789.640 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.165 = 4117.500 kN.m ≥ Mu = 2084.880 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 935.650 kN

< Vu (= 2341.763 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (2341.763 - 935.650) x 150.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 532.619 ㎟

Use Av = 774.200 ㎟ (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1320.00 / 150.00 = 2725.184 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 2725.184 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1247.533 + 2725.184) = 2979.538 kN ≥ 2341.763 kN ∴ O.K

㈜ TITLE : 좌측벽체 1층(하부)

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	100.000	1261.050	1789.640	3517.838	1965.668

㉯ 철근비 검토

As = 10407.200 ㎟ (인장중심 = 138.95 ㎜), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 ㎜

2단 : H25- 8.0EA, d1 = 200.00 ㎜

Asf = 5139.200 ㎟ (압축중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 4162880.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 4162880.0 x 138.950 + 2055680.0 x 1320.000) / 38348560.0

= 672.331 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 756.630 ㎜, ab = k1 x cb = 643.136 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 643135.522 = 14759.960 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 4162.880 kN

Pb = 14759.960 + 1937.735 - 4162.880 = 12534.816 kN

Mb = Cc x 406.101 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9469.449 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 755.452 ㎜, e = Mu/Pu = 1965.668 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 295.120 ㎜, a = k1 x c = 250.852 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 250851.697 = 5757.046 kN

∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 4162.880 kN

Pn = 5757.046 + 1937.735 - 4162.880 = 3531.902 kN

Mn = Cc x 546.905 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6942.554 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1965.670) | = 0.0022 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 ㎜

c = 295.120 ㎜, a = k1 x c = 250.852 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-295.12) / 295.12 = 0.01021

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 30393.416 kN ≥ Pn = 3531.902 kN

ΦPn = 0.85 x 3531.902 = 3002.117 kN ≥ Pu = 1789.640 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.966 = 5901.164 kN.m ≥ Mu = 3517.838 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1261.05 = 893.864 kN

< Vu (= 1697.935 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1697.935 - 893.864) x 150.00 / (400.0 x 1261.05 x Φ) = 318.810 ㎟

Use Av = 774.200 ㎟ (H22-2.0 EA, C.T.C 150 ㎜)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1261.05 / 150.00 = 2603.480 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1261.05 = 4368.405 kN ≥ 2603.480 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1191.819 + 2603.480) = 2846.474 kN ≥ 1697.935 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(상부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1566.667	100.000	1423.357	1422.652	3321.856	2334.974

㉯ 철근비 검토

As = 7150.400 mm² (인장중심 = 143.31 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H22- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0056) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1566.7 x 1000.0 = 35955000.0 N

Cs = As x fy = 2860160.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (35955000.0 x 783.33 + 2860160.0 x 143.309 + 635520.0 x 1486.667) / 39450680.0

= 748.262 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 854.014 mm, ab = k1 x cb = 725.912 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 725912.173 = 16659.684 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2860.160 kN

Pb = 16659.684 + 599.057 - 2860.160 = 14398.581 kN

Mb = Cc x 455.449 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9760.237 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 677.861 mm, e = Mu/Pu = 2334.974 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 236.479 mm, a = k1 x c = 201.007 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 201007.484 = 4613.122 kN

∑Csi = 594.326 kN, ∑Tsi = 2860.160 kN

Pn = 4613.122 + 594.326 - 2860.160 = 2347.288 kN

Mn = Cc x 647.758 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5480.879 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2334.983)| = 0.0090 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1566.67 - 100.00 = 1466.667 mm

c = 236.479 mm, a = k1 x c = 201.007 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1466.67-236.48) / 236.48 = 0.01561

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 31400.092 kN ≥ Pn = 2347.288 kN

ΦPn = 0.85 x 2347.288 = 1995.195 kN ≥ Pu = 1422.652 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.335 = 4658.729 kN.m ≥ Mu = 3321.856 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1256.69 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1256.69 = 875.491 kN

< Vu (= 931.089 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (931.089 - 875.491) x 150.00 / (400.0 x 1256.69 x Φ) = 22.121 mm²

Use Av = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1256.69 / 150.00 = 2594.479 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1256.69 = 4353.304 kN ≥ 2594.479 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1167.321 + 2594.479) = 2821.351 kN ≥ 931.089 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(중앙부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	80.000	1320.000	1490.314	822.450	551.863

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 9450.400 ㎟ (압축중심 = 132.77 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H22- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0079) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 3780160.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 635520.0 x 80.000 + 3780160.0 x 1267.231) / 36545680.0

= 747.891 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.000 mm, ab = k1 x cb = 673.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 3563.273 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 15449.940 + 3563.273 - 635.520 = 18377.693 kN

Mb = Cc x 315.509 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7149.607 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 389.037 mm, e = Mu/Pu = 551.863 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 423.603 mm, a = k1 x c = 360.063 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 360062.599 = 8263.437 kN

∑Csi = 3563.273 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 8263.437 + 3563.273 - 635.520 = 11191.190 kN

Mn = Cc x 567.859 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6175.995 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=551.862)| = 0.0010 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 423.603 mm, a = k1 x c = 360.063 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-423.60) / 423.60 = 0.00635

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29033.864 kN ≥ Pn = 11191.190 kN

ΦPn = 0.85 x 11191.190 = 9512.511 kN ≥ Pu = 1490.314 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.552 = 5249.606 kN.m ≥ Mu = 822.450 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 922.556 kN

≥ Vu (= 816.007 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(하부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	100.000	1300.000	1512.952	1736.517	1147.767

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0057) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 2541440.0 x 100.000 + 635520.0 x 1320.000) / 35306960.0

= 667.971 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 780.000 mm, ab = k1 x cb = 663.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 663000.000 = 15215.850 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 15215.850 + 599.057 - 2541.440 = 13273.467 kN

Mb = Cc x 400.529 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7928.454 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 597.316 mm, e = Mu/Pu = 1147.767 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 364.916 mm, a = k1 x c = 310.178 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 310178.471 = 7118.596 kN

∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 7118.596 + 599.057 - 2541.440 = 5176.213 kN

Mn = Cc x 512.882 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5941.067 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1147.763) | = 0.0041 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 mm

c = 364.916 mm, a = k1 x c = 310.178 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-364.92) / 364.92 = 0.00769

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28099.746 kN ≥ Pn = 5176.213 kN

ΦPn = 0.85 x 5176.213 = 4399.781 kN ≥ Pu = 1512.952 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.148 = 5049.925 kN.m ≥ Mu = 1736.517 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1300.00 = 909.553 kN

≥ Vu (= 705.443 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 1층(상부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1566.667	100.000	1466.667	1601.468	1966.614	1228.007

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0051) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1566.7 x 1000.0 = 35955000.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (35955000.0 x 783.33 + 2541440.0 x 100.000 + 635520.0 x 1486.667) / 39131960.0

= 750.376 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 880.000 mm, ab = k1 x cb = 748.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 748000.000 = 17166.600 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 17166.600 + 599.057 - 2541.440 = 15224.217 kN

Mb = Cc x 442.290 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9686.592 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 636.262 mm, e = Mu/Pu = 1228.007 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 395.908 mm, a = k1 x c = 336.522 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 336522.102 = 7723.182 kN

∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 7723.182 + 599.057 - 2541.440 = 5780.799 kN

Mn = Cc x 582.115 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7098.820 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1228.000) | = 0.0073 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1566.67 - 100.00 = 1466.667 mm

c = 395.908 mm, a = k1 x c = 336.522 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1466.67-395.91) / 395.91 = 0.00811

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 31159.746 kN ≥ Pn = 5780.799 kN

ΦPn = 0.85 x 5780.799 = 4913.679 kN ≥ Pu = 1601.468 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.228 = 6034.033 kN.m ≥ Mu = 1966.614 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1300.00 = 913.367 kN

< Vu (= 1334.411 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1334.411 - 913.367) x 150.00 / (400.0 x 1300.00 x Φ) = 161.940 mm²

Use Av = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1300.00 / 150.00 = 2683.893 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1300.00 = 4503.332 kN ≥ 2683.893 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1217.822 + 2683.893) = 2926.287 kN ≥ 1334.411 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(중앙부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	80.000	1320.000	1783.748	2149.080	1204.811

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 10407.200 mm² (압축중심 = 138.95 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 4162880.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 2055680.0 x 80.000 + 4162880.0 x 1261.050) / 38348560.0

= 727.669 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.000 mm, ab = k1 x cb = 673.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 3924.035 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 15449.940 + 3924.035 - 2055.680 = 17318.295 kN

Mb = Cc x 335.731 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8611.431 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 497.245 mm, e = Mu/Pu = 1204.811 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 210.112 mm, a = k1 x c = 178.595 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 178594.794 = 4098.751 kN

∑Csi = 1876.011 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 4098.751 + 1876.011 - 2055.680 = 3919.081 kN

Mn = Cc x 638.372 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4721.738 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1204.808) | = 0.0039 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 210.112 mm, a = k1 x c = 178.595 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-210.11) / 210.11 = 0.01585

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 30393.416 kN ≥ Pn = 3919.081 kN

ΦPn = 0.85 x 3919.081 = 3331.219 kN ≥ Pu = 1783.748 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.205 = 4013.491 kN.m ≥ Mu = 2149.080 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 935.392 kN

< Vu (= 2272.938 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (2272.938 - 935.392) x 150.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 506.646 mm²

Use Av = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1320.00 / 150.00 = 2725.184 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 2725.184 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1247.189 + 2725.184) = 2979.280 kN ≥ 2272.938 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(하부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	100.000	1261.050	1783.748	3477.181	1949.368

㉯ 철근비 검토

As = 10407.200 ㎟ (인장중심 = 138.95 ㎜), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 ㎜

2단 : H25- 8.0EA, d1 = 200.00 ㎜

Asf = 5139.200 ㎟ (압축중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0111) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 4162880.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 4162880.0 x 138.950 + 2055680.0 x 1320.000) / 38348560.0

= 672.331 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 756.630 ㎜, ab = k1 x cb = 643.136 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 643135.522 = 14759.960 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 4162.880 kN

Pb = 14759.960 + 1937.735 - 4162.880 = 12534.816 kN

Mb = Cc x 406.101 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9469.449 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 755.452 ㎜, e = Mu/Pu = 1949.368 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 297.122 ㎜, a = k1 x c = 252.554 ㎜ 를 사용,

Cc = 0.85 x 27.0 x 252553.720 = 5796.108 kN

∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 4162.880 kN

Pn = 5796.108 + 1937.735 - 4162.880 = 3570.963 kN

Mn = Cc x 546.054 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6961.146 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1949.375) | = 0.0070 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 ㎜

c = 297.122 ㎜, a = k1 x c = 252.554 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-297.12) / 297.12 = 0.01013

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 30393.416 kN ≥ Pn = 3570.963 kN

ΦPn = 0.85 x 3570.963 = 3035.319 kN ≥ Pu = 1783.748 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.949 = 5916.953 kN.m ≥ Mu = 3477.181 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1261.05 = 893.618 kN

< Vu (= 1690.713 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1690.713 - 893.618) x 150.00 / (400.0 x 1261.05 x Φ) = 316.044 ㎟

Use Av = 774.200 ㎟ (H22-2.0 EA, C.T.C 150 ㎜)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1261.05 / 150.00 = 2603.480 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1261.05 = 4368.405 kN ≥ 2603.480 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1191.491 + 2603.480) = 2846.228 kN ≥ 1690.713 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(상부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1566.667	100.000	1423.357	1417.054	3222.965	2274.412

㉯ 철근비 검토

As = 7150.400 ㎟ (인장중심 = 143.31 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H22- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 1588.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0056) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1566.7 x 1000.0 = 35955000.0 N

Cs = As x fy = 2860160.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (35955000.0 x 783.33 + 2860160.0 x 143.309 + 635520.0 x 1486.667) / 39450680.0

= 748.262 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 854.014 mm. ab = k1 x cb = 725.912 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 725912.173 = 16659.684 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2860.160 kN

Pb = 16659.684 + 599.057 - 2860.160 = 14398.581 kN

Mb = Cc x 455.449 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9760.237 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 677.861 mm. e = Mu/Pu = 2274.412 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 240.648 mm, a = k1 x c = 204.551 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 204551.112 = 4694.448 kN

∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2860.160 kN

Pn = 4694.448 + 599.057 - 2860.160 = 2433.345 kN

Mn = Cc x 645.986 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5534.438 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2274.416) | = 0.0035 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1566.67 - 100.00 = 1466.667 mm

c = 240.648 mm, a = k1 x c = 204.551 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1466.67-240.65) / 240.65 = 0.01528

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 31400.092 kN ≥ Pn = 2433.345 kN

ΦPn = 0.85 x 2433.345 = 2068.343 kN ≥ Pu = 1417.054 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.274 = 4704.265 kN.m ≥ Mu = 3222.965 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1256.69 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1256.69 = 875.258 kN

< Vu (= 922.865 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (922.865 - 875.258) x 150.00 / (400.0 x 1256.69 x Φ) = 18.941 ㎟

Use Av = 774.200 ㎟ (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1256.69 / 150.00 = 2594.479 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1256.69 = 4353.304 kN ≥ 2594.479 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1167.010 + 2594.479) = 2821.117 kN ≥ 922.865 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(중앙부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(㎜)	H(㎜)	피복(㎜)	d(㎜)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(㎜)
1000.000	1400.000	80.000	1320.000	1484.716	765.712	515.729

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 ㎟ (인장중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 ㎜

Asf = 9450.400 ㎟ (압축중심 = 132.77 ㎜), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 ㎜

2단 : H22- 8.0EA, d1 = 200.00 ㎜

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0079) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 3780160.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 635520.0 x 80.000 + 3780160.0 x 1267.231) / 36545680.0

= 747.891 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.000 ㎜, ab = k1 x cb = 673.200 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 3563.273 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 15449.940 + 3563.273 - 635.520 = 18377.693 kN

Mb = Cc x 315.509 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7149.607 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 389.037 ㎜, e = Mu/Pu = 515.729 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 503.993 ㎜, a = k1 x c = 428.394 ㎜ 를 사용,

Cc = 0.85 x 27.0 x 428394.241 = 9831.648 kN

∑Csi = 3563.273 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 9831.648 + 3563.273 - 635.520 = 12759.401 kN

Mn = Cc x 533.694 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6580.407 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=515.730) | = 0.0008 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 ㎜

c = 503.993 ㎜, a = k1 x c = 428.394 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-503.99) / 503.99 = 0.00486

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.84 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0049-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.840

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29033.864 kN ≥ Pn = 12759.401 kN

ΦPn = 0.84 x 12759.401 = 10724.063 kN ≥ Pu = 1484.716 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.516 = 5530.713 kN.m ≥ Mu = 765.712 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 922.311 kN

≥ Vu (= 796.991 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 2층(하부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	100.000	1300.000	1507.354	1799.511	1193.821

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0057) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 2541440.0 x 100.000 + 635520.0 x 1320.000) / 35306960.0

= 667.971 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 780.000 mm, ab = k1 x cb = 663.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 663000.000 = 15215.850 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 15215.850 + 599.057 - 2541.440 = 13273.467 kN

Mb = Cc x 400.529 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7928.454 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 597.316 mm, e = Mu/Pu = 1193.821 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 348.941 mm, a = k1 x c = 296.600 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 296600.127 = 6806.973 kN

∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 6806.973 + 599.057 - 2541.440 = 4864.590 kN

Mn = Cc x 519.671 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5807.493 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1193.830) | = 0.0089 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 mm

c = 348.941 mm, a = k1 x c = 296.600 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-348.94) / 348.94 = 0.00818

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28099.746 kN ≥ Pn = 4864.590 kN

ΦPn = 0.85 x 4864.590 = 4134.901 kN ≥ Pu = 1507.354 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.194 = 4936.333 kN.m ≥ Mu = 1799.511 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1300.00 = 909.312 kN

≥ Vu (= 695.722 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 2경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

7) 상부슬래브 : 3경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

8) 상부슬래브 : 3경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

9) 상부슬래브 : 3경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

10) 상부슬래브 : 4경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

11) 상부슬래브 : 4경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

12) 상부슬래브 : 4경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

13) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

14) 하부슬래브 : 1경간(좌측)-배수구단면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1240 × 0.0020 = 2480.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.00 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 × 1240 × 1000 = 1860.00 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.00 ㎟ ≤ 2647.338 ㎟ ∴ O.K

15) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

16) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

17) 하부슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

18) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

19) 하부슬래브 : 2경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

20) 하부슬래브 : 3경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

21) 하부슬래브 : 3경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

22) 하부슬래브 : 3경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

23) 하부슬래브 : 4경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

24) 하부슬래브 : 4경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

25) 하부슬래브 : 4경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

26) 하부슬래브 : 4경간(우측)-배수구단면

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1240 × 0.0020 = 2480.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.00 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 × 1240 × 1000 = 1860.00 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.00 ㎟ ≤ 2647.338 ㎟ ∴ O.K

27) 중간슬래브 : 1경간(좌측)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

28) 중간슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

29) 중간슬래브 : 1경간(우측)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

30) 중간슬래브 : 2경간(좌측)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

31) 중간슬래브 : 2경간(중앙부)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

32) 중간슬래브 : 2경간(우측)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

32) 중간슬래브 : 3경간(좌측)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

34) 중간슬래브 : 3경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

35) 중간슬래브 : 3경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

36) 중간슬래브 : 4경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

37) 중간슬래브 : 4경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

38) 중간슬래브 : 4경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

39) 좌측벽체 : 1층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

40) 좌측벽체 : 1층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

41) 좌측벽체 : 1층(하부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

42) 좌측벽체 : 2층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

43) 좌측벽체 : 2층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

44) 좌측벽체 : 2층(하부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

45) 우측벽체 : 1층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

46) 우측벽체 : 1층(중앙부)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

47) 우측벽체 : 1층(하부)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

48) 우측벽체 : 2층(상부)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

49) 우측벽체 : 2층(중앙부)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

50) 우측벽체 : 2층(하부)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

17. 내측벽체 검토

17.1 기둥 검토

(단위 : kN.m)

부재	폭	두께	높이	CTC	축력	모멘트	축력×CTC	모멘트×CTC	해석모델	조합
P1(1층)	1.20	0.50	2.84	2.700	3122.8	75.70	8431.63	204.39	상시(ULT)	30
					2167.8	121.59	5853.16	328.28	지진(붕괴)	4
W2(1층)	1.00	0.50	3.34	-	3082.0	3.05	3082.03	3.05	상시	21
					1744.2	230.26	1744.21	230.26	지진(붕괴)	8
P3(1층)	1.20	0.50	2.84	2.700	3122.1	74.79	8429.73	201.92	상시(ULT)	28
					2162.6	121.41	5838.89	327.80	지진(붕괴)	3
W1(2층)	1.00	0.50	1.30	-	2918.1	239.74	2918.10	239.74	상시	30
					2357.7	270.43	2357.67	270.43	지진(붕괴)	3
W2(2층)	1.00	0.50	1.30	-	2838.9	3.74	2838.93	3.74	상시	21
					1657.2	217.33	1657.22	217.33	지진(붕괴)	7
W3(2층)	1.00	0.50	1.30	-	2917.4	241.94	2917.38	241.94	상시	28
					2335.7	269.93	2335.67	269.93	지진(붕괴)	4

* 벽체와 기둥의 판별 (W2)

$0.4Agfck = 0.4 \times 1000 \times 500 \times 27$

$= 5400000\ N = 5400.00\ kN \quad \geq 3082.03\ kN$

∴ 벽체로 검토한다

* 벽체와 기둥의 판별 (W1)

$0.4Agfck = 0.4 \times 1000 \times 500 \times 27$

$= 5400000\ N = 5400.00\ kN \quad \geq 2918.10\ kN$

∴ 벽체로 검토한다

* 벽체와 기둥의 판별 (W2)

$0.4Agfck = 0.4 \times 1000 \times 500 \times 27$

$= 5400000\ N = 5400.00\ kN \quad \geq 2838.93\ kN$

∴ 벽체로 검토한다

* 벽체와 기둥의 판별 (W3)

$0.4Agfck = 0.4 \times 1000 \times 500 \times 27$

$= 5400000\ N = 5400.00\ kN \quad \geq 2917.38\ kN$

∴ 벽체로 검토한다

(1) 1층 벽체 2

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	500.000	80.000	420.000	3082.030	3.054	0.991

* 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0092) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm, ab = k1 x cb = 214.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 214200.000 = 4915.890 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 4915.890 + 864.199 - 916.800 = 4863.289 kN

Mb = Cc x 142.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1005.250 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 206.702 mm, e = Mu/Pu = 0.991 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 602.673 mm, a = k1 x c = 512.272 mm 를 사용,

Cc = 0.85 x 27.0 x 512272.339 = 11756.650 kN

∑Csi = 1228.427 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 11756.650 + 1228.427 - 0.000 = 12985.077 kN

Mn = Cc x -6.136 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12.854 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=0.990) | = 0.0009 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 500.00 - 80.00 = 420.000 mm

c = 602.673 mm, a = k1 x c = 512.272 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (420.00-602.67) / 602.67 = -0.00091

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 10562.718 kN < Pn = 12985.077 kN

ΦPn = 0.65 x 10562.718 = 6865.767 kN ≥ Pu = 3082.030 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.001 = 6.803 kN.m ≥ Mu = 3.054 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 420.00 = 392.908 kN

≥ Vu (= 273.020 kN) , 전단보강 불필요.

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	500.000	80.000	420.000	1744.207	230.258	132.013

* 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0092) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm. ab = k1 x cb = 214.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 214200.000 = 4915.890 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 4915.890 + 864.199 - 916.800 = 4863.289 kN

Mb = Cc x 142.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1005.250 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 206.702 mm, e = Mu/Pu = 132.013 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 330.592 mm, a = k1 x c = 281.003 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 281003.494 = 6449.030 kN

∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 371.918 kN

Pn = 6449.030 + 864.199 - 371.918 = 6941.310 kN

Mn = Cc x 109.498 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 916.297 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=132.006) | = 0.0066 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 500.00 - 80.00 = 420.000 mm

c = 330.592 mm, a = k1 x c = 281.003 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (420.00-330.59) / 330.59 = 0.00081

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 10562.718 kN ≥ Pn = 6941.310 kN

ΦPn = 0.65 x 6941.310 = 4511.852 kN ≥ Pu = 1744.207 kN ∴ O.K

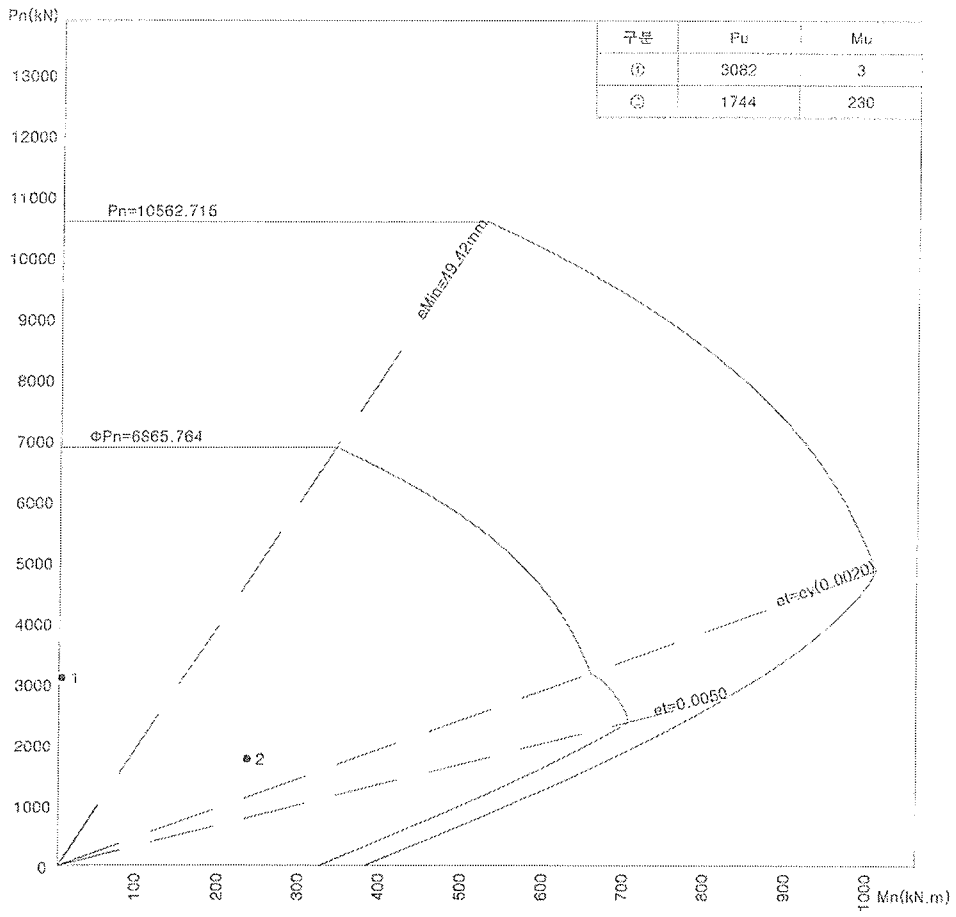
ΦMn = ΦPn x 0.132 = 595.623 kN.m ≥ Mu = 230.258 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 420.00 = 340.772 kN

≥ Vu (= 273.020 kN) , 전단보강 불필요.

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	3082	3
②	1744	230

(2) 2층 벽체 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	500.000	80.000	420.000	2918.101	239.736	82.155

* 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0092) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm, ab = k1 x cb = 214.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 214200.000 = 4915.890 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 4915.890 + 864.199 - 916.800 = 4863.289 kN

Mb = Cc x 142.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1005.250 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 206.702 mm, e = Mu/Pu = 82.155 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 417.462 mm, a = k1 x c = 354.843 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 354842.834 = 8143.643 kN

∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 8.360 kN

Pn = 8143.643 + 864.199 - 8.360 = 8999.482 kN

Mn = Cc x 72.579 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 739.389 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=82.159)| = 0.0042 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 500.00 - 80.00 = 420.000 mm

c = 417.462 mm, a = k1 x c = 354.843 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (420.00-417.46) / 417.46 = 0.00002

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 10562.718 kN ≥ Pn = 8999.482 kN

ΦPn = 0.65 x 8999.482 = 5849.663 kN ≥ Pu = 2918.101 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.082 = 480.578 kN.m ≥ Mu = 239.736 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 420.00 = 386.520 kN

< Vu (= 484.257 kN) . 전단보강 필요.

Req Av = (484.257 - 386.520) x 300.00 / (400.0 x 420.00 x Φ) = 232.708 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 420.00 / 300.00 = 222.432 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 420.00 = 1454.923 kN ≥ 222.432 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (515.360 + 222.432) = 553.344 kN ≥ 484.257 kN ∴ O.K

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	500.000	80.000	420.000	2357.673	270.425	114.700

* 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0092) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm, ab = k1 x cb = 214.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 214200.000 = 4915.890 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 4915.890 + 864.199 - 916.800 = 4863.289 kN

Mb = Cc x 142.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1005.250 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 206.702 mm, e = Mu/Pu = 114.700 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 357.541 mm, a = k1 x c = 303.910 mm 를 사용,

Cc = 0.85 x 27.0 x 303909.760 = 6974.729 kN

∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 240.235 kN

Pn = 6974.729 + 864.199 - 240.235 = 7598.693 kN

Mn = Cc x 98.045 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 871.592 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=114.703) | = 0.0028 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 500.00 - 80.00 = 420.000 mm

c = 357.541 mm, a = k1 x c = 303.910 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (420.00-357.54) / 357.54 = 0.00052

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 10562.718 kN ≥ Pn = 7598.693 kN

ΦPn = 0.65 x 7598.693 = 4939.150 kN ≥ Pu = 2357.673 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.115 = 566.521 kN.m ≥ Mu = 270.425 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 420.00 = 364.679 kN

< Vu (= 484.257 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (484.257 - 364.679) x 300.00 / (400.0 x 420.00 x Φ) = 284.709 mm²

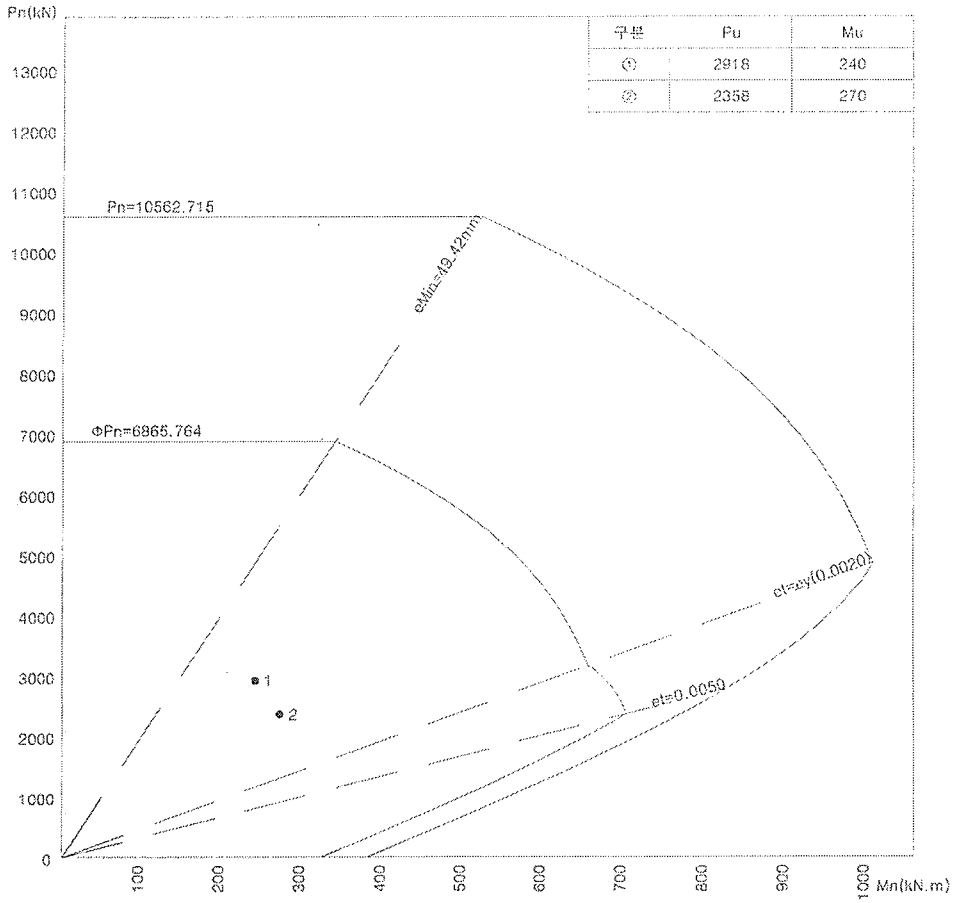
Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 420.00 / 300.00 = 222.432 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 420.00 = 1454.923 kN ≥ 222.432 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (486.239 + 222.432) = 531.503 kN ≥ 484.257 kN ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	2918	240
②	2358	270

(3) 2층 벽체 2

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	500.000	80.000	420.000	2838.933	3.744	1.319

* 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0092) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm. ab = k1 x cb = 214.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 214200.000 = 4915.890 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 4915.890 + 864.199 - 916.800 = 4863.289 kN

Mb = Cc x 142.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1005.250 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 206.702 mm, e = Mu/Pu = 1.319 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 601.904 mm, a = k1 x c = 511.619 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 511618.652 = 11741.648 kN

∑Csi = 1227.203 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 11741.648 + 1227.203 - 0.000 = 12968.851 kN

Mn = Cc x -5.809 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 16.992 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1.310)| = 0.0085 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 500.00 - 80.00 = 420.000 mm

c = 601.904 mm, a = k1 x c = 511.619 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (420.00-601.90) / 601.90 = -0.00091

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 10562.718 kN < Pn = 12968.851 kN

ΦPn = 0.65 x 10562.718 = 6865.767 kN ≥ Pu = 2838.933 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.001 = 9.054 kN.m ≥ Mu = 3.744 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 420.00 = 383.434 kN

≥ Vu (= 276.065 kN) , 전단보강 불필요.

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	500.000	80.000	420.000	1657.220	217.333	131.143

* 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0092) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm. ab = k1 x cb = 214.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 214200.000 = 4915.890 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 4915.890 + 864.199 - 916.800 = 4863.289 kN

Mb = Cc x 142.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1005.250 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 206.702 mm, e = Mu/Pu = 131.143 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 331.842 mm, a = k1 x c = 282.066 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 282065.735 = 6473.409 kN

∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 365.339 kN

Pn = 6473.409 + 864.199 - 365.339 = 6972.268 kN

Mn = Cc x 108.967 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 914.410 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=131.150) | = 0.0063 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 500.00 - 80.00 = 420.000 mm

c = 331.842 mm, a = k1 x c = 282.066 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (420.00-331.84) / 331.84 = 0.00080

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 10562.718 kN ≥ Pn = 6972.268 kN

ΦPn = 0.65 x 6972.268 = 4531.974 kN ≥ Pu = 1657.220 kN ∴ O.K

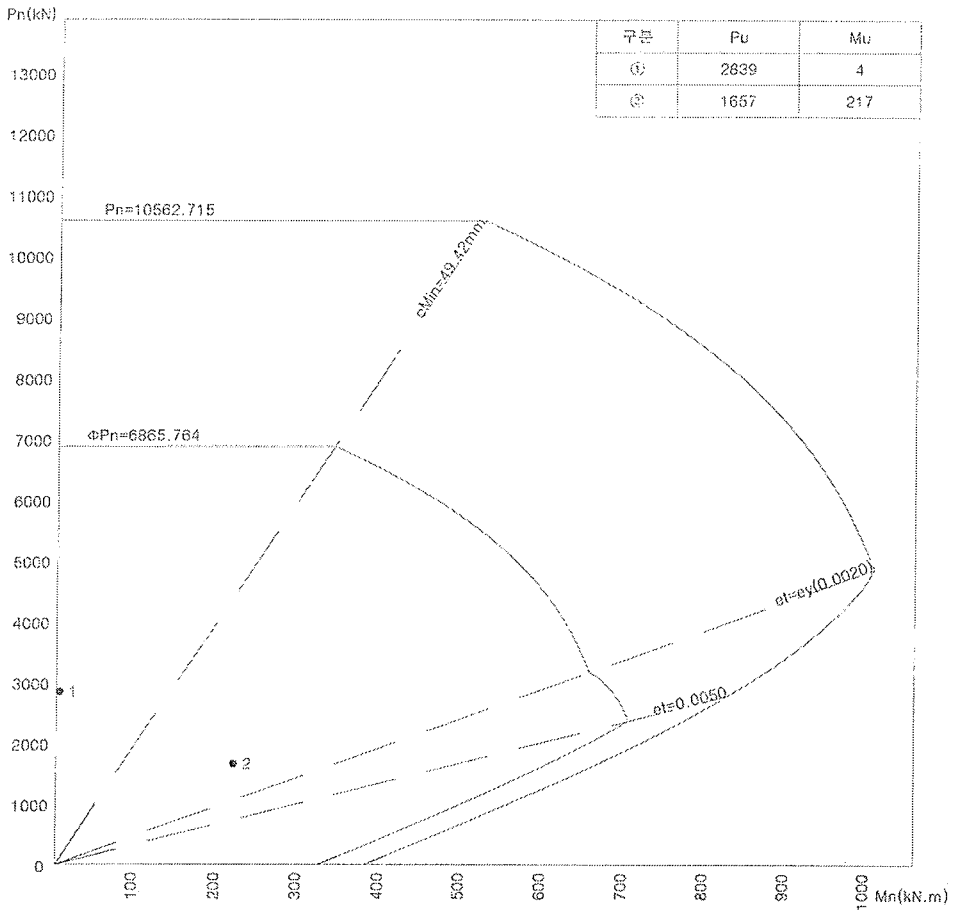
ΦMn = ΦPn x 0.131 = 594.338 kN.m ≥ Mu = 217.333 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 420.00 = 337.382 kN

≥ Vu (= 276.065 kN) . 전단보강 불필요.

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	2639	4
②	1657	217

(4) 2층 벽체 3

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	500.000	80.000	420.000	2917.383	241.935	82.929

* 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0092) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm, ab = k1 x cb = 214.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 214200.000 = 4915.890 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 4915.890 + 864.199 - 916.800 = 4863.289 kN

Mb = Cc x 142.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1005.250 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 206.702 mm, e = Mu/Pu = 82.929 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 415.924 mm, a = k1 x c = 353.535 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 353535.461 = 8113.639 kN

∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 13.477 kN

Pn = 8113.639 + 864.199 - 13.477 = 8964.361 kN

Mn = Cc x 73.232 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 743.385 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=82.927) | = 0.0022 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 500.00 - 80.00 = 420.000 mm

c = 415.924 mm, a = k1 x c = 353.535 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (420.00-415.92) / 415.92 = 0.00003

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 10562.718 kN ≥ Pn = 8964.361 kN

ΦPn = 0.65 x 8964.361 = 5826.835 kN ≥ Pu = 2917.383 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.083 = 483.213 kN.m ≥ Mu = 241.935 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 420.00 = 386.492 kN

< Vu (= 482.945 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (482.945 - 386.492) x 300.00 / (400.0 x 420.00 x Φ) = 229.652 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 420.00 / 300.00 = 222.432 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 420.00 = 1454.923 kN ≥ 222.432 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (515.322 + 222.432) = 553.316 kN ≥ 482.945 kN ∴ O.K

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	500.000	80.000	420.000	2335.671	269.928	115.568

* 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0092) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm, ab = k1 x cb = 214.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 214200.000 = 4915.890 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 4915.890 + 864.199 - 916.800 = 4863.289 kN

Mb = Cc x 142.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1005.250 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 206.702 mm, e = Mu/Pu = 115.568 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 356.099 mm, a = k1 x c = 302.684 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 302684.097 = 6946.600 kN

∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 246.776 kN

Pn = 6946.600 + 864.199 - 246.776 = 7564.022 kN

Mn = Cc x 98.658 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 874.203 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=115.574) | = 0.0060 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 500.00 - 80.00 = 420.000 mm

c = 356.099 mm, a = k1 x c = 302.684 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (420.00-356.10) / 356.10 = 0.00054

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 10562.718 kN ≥ Pn = 7564.022 kN

ΦPn = 0.65 x 7564.022 = 4916.615 kN ≥ Pu = 2335.671 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.116 = 568.203 kN.m ≥ Mu = 269.928 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 420.00 = 363.822 kN

< Vu (= 482.945 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (482.945 - 363.822) x 300.00 / (400.0 x 420.00 x Φ) = 283.628 mm²

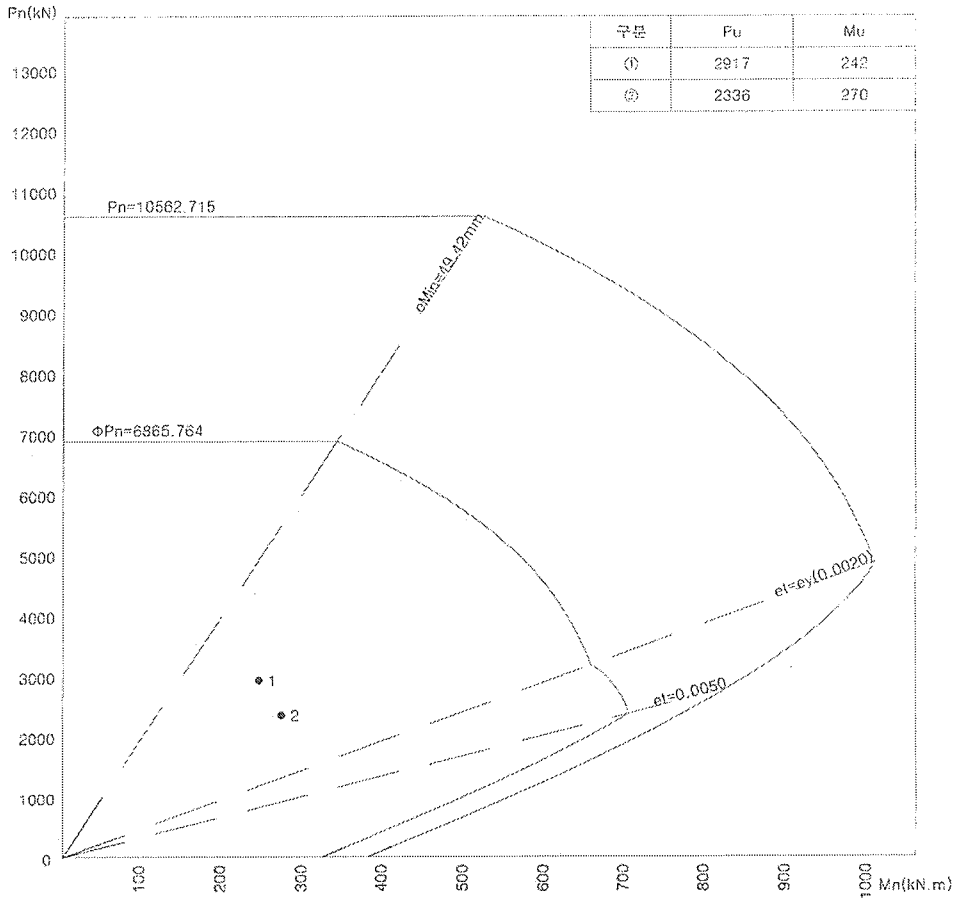
Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 420.00 / 300.00 = 222.432 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 420.00 = 1454.923 kN ≥ 222.432 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (485.096 + 222.432) = 530.646 kN ≥ 482.945 kN ∴ O.K

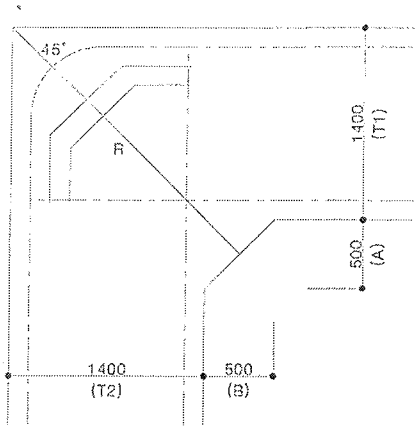
4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	2917	242
②	2336	270

18. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1269.331 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1269.331 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 2333.452 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

H22 @250 - 4EA = 1548.400 mm²

∴ Total Asb = 3575.200 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1269.33 \times 10\text{^}6}{2333.452^2 \times 1000} = 1.166 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1269.33 \times 10\text{^}6}{2333.452 \times 180} = 6044.125 \text{ mm}^2$$

Asb = 3575.200 mm²

Req'd As = As - Asb

= 6044.125 mm² - 3575.200 mm²

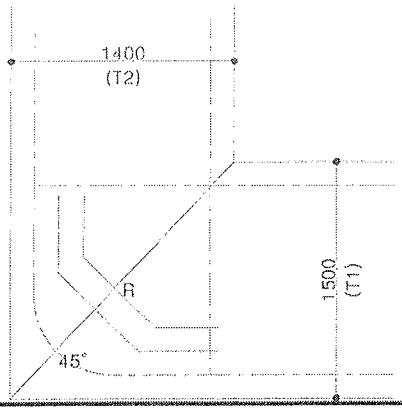
= 2468.925 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA

∴ Total As = 3096.800 mm² > Req'd As (= 2468.925 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단 ;·



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 2716.141 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 2716.141 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2051.828$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 5203.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2716.14 \times 10^{6}}{2051.828^2 \times 1000} = 3.226 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 2716.14 \times 10^{6}}{2051.828 \times 180} = 14708.512 \text{ mm}^2$$

Asb = 5203.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 14708.512 mm² - 5203.600 mm²

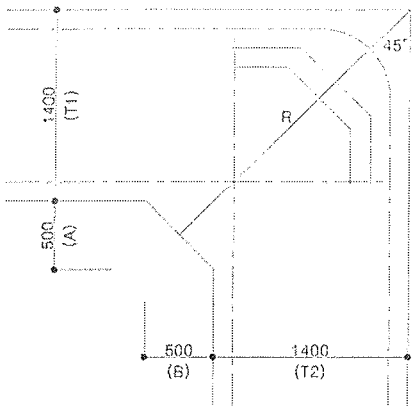
= 9504.912 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 8EA

∴ Total As = 10278.400 mm² > Req'd As (= 9504.912 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단 .



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1245.959 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1245.959 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 2333.452 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 블 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

H22 @250 - 4EA = 1548.400 mm²

∴ Total Asb = 3575.200 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1245.96 \times 10\text{^}6}{2333.452^2 \times 1000} = 1.144 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{\times 1245.96 \times 10\text{^}}{2333.452 \times 180} = 5932.836 \text{ m}$$

Asb = 3575.200 mm²

Req'd As = As - Asb

= 5932.836 mm² - 3575.200 mm²

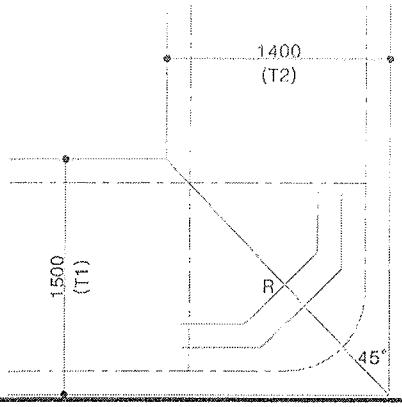
= 2357.636 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA

∴ Total As = 3096.800 mm² > Req'd As (= 2357.636 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 2685.637 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 2685.637 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2051.828$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 5203.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2685.64 \times 10\text{^}6}{2051.828^2 \times 1000} = 3.190 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요.!!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 2685.64 \times 10\text{^}6}{2051.828 \times 180} = 14543.326 \text{ mm}^2$$

Asb = 5203.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 14543.326 mm² - 5203.600 mm²

= 9339.726 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 8EA

∴ Total As = 10278.400 mm² > Req'd As (= 9339.726 mm²) ----------> O.K !!!

19. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	1423	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	125	541.858	O.K	4.34
		중앙부	2	1320	H29 - 8.0EA	125	162.474	O.K	1.30
		우측	3	1417	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	152.088	O.K	1.22
	2경간	좌측	4	1417	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	196.273	O.K	1.57
		중앙부	5	1320	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	277.493	O.K	2.22
		우측	6	1423	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	125	135.968	O.K	1.09
	3경간	좌측	7	1423	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	125	136.293	O.K	1.09
		중앙부	8	1320	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	281.031	O.K	2.25
		우측	9	1417	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	200.144	O.K	1.60
	4경간	좌측	10	1417	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	152.662	O.K	1.22
		중앙부	11	1320	H29 - 8.0EA	125	164.657	O.K	1.32
		우측	12	1423	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	125	554.557	O.K	4.44
하부슬래브	1경간	좌측	13	1361	H32 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	162.625	O.K	1.30
		좌측(배수구단면)	13	1240	H32 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	559.000	O.K	4.47
		중앙부	14	1420	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측	15	1417	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	166.780	O.K	1.33
	2경간	좌측	16	1417	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	150.440	O.K	1.20
		중앙부	17	1420	H25 - 8.0EA	125	242.809	O.K	1.94
		우측	18	1350	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	134.036	O.K	1.07

하부슬래브	3경간	좌측	19	1350	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	132.922	O.K	1.06
		중앙부	20	1420	H25 - 8.0EA	125	243.096	O.K	1.95
		우측	21	1417	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	152.349	O.K	1.22
	4경간	좌측	22	1417	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	168.172	O.K	1.35
		중앙부	23	1420	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측	24	1361	H32 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	166.857	O.K	1.34
		우측(배수구단면)	24	1240	H32 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	559.000	O.K	4.47
중간슬래브	1경간	좌측	25	387	H19 - 8.0EA	125	392.363	O.K	3.14
		중앙부	26	220	H16 - 8.0EA	125	247.115	O.K	1.98
		우측	27	387	H19 - 8.0EA	125	278.154	O.K	2.23
	2경간	좌측	28	387	H19 - 8.0EA	125	331.951	O.K	2.66
		중앙부	29	220	H16 - 8.0EA	125	232.187	O.K	1.86
		우측	30	387	H19 - 8.0EA	125	264.711	O.K	2.12
	3경간	좌측	31	387	H19 - 8.0EA	125	265.617	O.K	2.13
		중앙부	32	220	H16 - 8.0EA	125	230.927	O.K	1.85
		우측	33	387	H19 - 8.0EA	125	334.695	O.K	2.68
	4경간	좌측	34	387	H19 - 8.0EA	125	279.871	O.K	2.24
		중앙부	35	220	H16 - 8.0EA	125	246.195	O.K	1.97
		우측	36	387	H19 - 8.0EA	125	395.766	O.K	3.17
좌측벽체	1층	1층(상부)	37	1467	H32 - 8.0EA	125	521.307	O.K	4.17
		1층(중앙부)	38	1320	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	39	1261	H32 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	146.350	O.K	1.17
	2층	2층(상부)	40	1423	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	125	363.768	O.K	2.91
		2층(중앙부)	41	1320	H16 - 8.0EA	125	249.787	O.K	2.00
		2층(하부)	42	1300	H32 - 8.0EA	125	582.098	O.K	4.66

우측벽체	1층	1층(상부)	43	1467	H32 - 8.0EA	125	567.583	O.K	4.54
		1층(중앙부)	44	1320	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	45	1261	H32 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	149.837	O.K	1.20
	2층	2층(상부)	46	1423	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	125	374.695	O.K	3.00
		2층(중앙부)	47	1320	H16 - 8.0EA	125	298.520	O.K	2.39
		2층(하부)	48	1300	H32 - 8.0EA	125	643.392	O.K	5.15

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 972.127 x 1000000 / [7150.400 x (1423.357 - 330.724/3)]
= 103.536 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7150.400/1000.0 + 7x7150.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1423.4/(7x7150.400)]
= 330.724 mm

사용철근량 = 7150.4 mm² (철근도심 : 143.3 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)
2단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 103.54) - 2.5 x 87.50 = 541.86 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 103.54) = 608.49 mm
Sa는 작은 값인 541.86 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 541.86 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1524.155 x 1000000 / [5139.200 x (1320.000 - 274.294/3)]
= 241.398 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x5139.200)]
= 274.294 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 241.40) - 2.5 x 65.50 = 162.47 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 241.40) = 260.98 mm
Sa는 작은 값인 162.47 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 162.47 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2239.117 x 1000000 / [8107.200 x (1416.667 - 348.235/3)]
= 212.357 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8107.200/1000.0 + 7x8107.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1416.7/(7x8107.200)]
= 348.235 mm

사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 212.36) - 2.5 x 87.50 = 152.09 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 212.36) = 296.67 mm
Sa는 작은 값인 152.09 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 152.09 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2000.735 x 1000000 / [8107.200 x (1416.667 - 348.235/3)]
= 189.749 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8107.200/1000.0 + 7x8107.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1416.7/(7x8107.200)]
= 348.235 mm

사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 189.75) - 2.5 x 87.50 = 196.27 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 189.75) = 332.02 mm
Sa는 작은 값인 196.27 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 196.27 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 2경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1011.460 x 1000000 / [4596.400 x (1320.000 - 261.043/3)]
= 178.473 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x4596.400)]
= 261.043 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 178.47) - 2.5 x 65.50 = 277.49 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 178.47) = 352.99 mm
Sa는 작은 값인 277.49 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 277.49 mm) ∴ O.K

6) 상부슬래브 2경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2084.495 x 1000000 / [7150.400 x (1423.357 - 330.724/3)]
= 222.007 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7150.400/1000.0 + 7x7150.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1423.4/(7x7150.400)]
= 330.724 mm

사용철근량 = 7150.4 mm² (철근도심 : 143.3 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)
2단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 222.01) - 2.5 x 87.50 = 135.97 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 222.01) = 283.77 mm
Sa는 작은 값인 135.97 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 135.97 mm) ∴ O.K

7) 상부슬래브 3경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2082.584 x 1000000 / [7150.400 x (1423.357 - 330.724/3)]
= 221.804 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7150.400/1000.0 + 7x7150.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1423.4/(7x7150.400)]
= 330.724 mm

사용철근량 = 7150.4 mm² (철근도심 : 143.3 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)
2단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 221.80) - 2.5 x 87.50 = 136.29 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 221.80) = 284.03 mm
Sa는 작은 값인 136.29 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 136.29 mm) ∴ O.K

8) 상부슬래브 3경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1003.413 x 1000000 / [4596.400 x (1320.000 - 261.043/3)]
= 177.053 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x4596.400)]
= 261.043 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 177.05) - 2.5 x 65.50 = 281.03 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 177.05) = 355.83 mm
Sa는 작은 값인 281.03 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 281.03 mm) ∴ O.K

9) 상부슬래브 3경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1982.242 x 1000000 / [8107.200 x (1416.667 - 348.235/3)]
= 187.995 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8107.200/1000.0 + 7x8107.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1416.7/(7x8107.200)]
= 348.235 mm

사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 187.99) - 2.5 x 87.50 = 200.14 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 187.99) = 335.12 mm
Sa는 작은 값인 200.14 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 200.14 mm) ∴ O.K

10) 상부슬래브 4경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2235.655 x 1000000 / [8107.200 x (1416.667 - 348.235/3)]
= 212.028 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8107.200/1000.0 + 7x8107.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1416.7/(7x8107.200)]
= 348.235 mm

사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 212.03) - 2.5 x 87.50 = 152.66 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 212.03) = 297.13 mm
Sa는 작은 값인 152.66 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 152.66 mm) ∴ O.K

11) 상부슬래브 4경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1514.026 x 1000000 / [5139.200 x (1320.000 - 274.294/3)]
= 239.794 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x5139.200)]
= 274.294 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 239.79) - 2.5 x 65.50 = 164.66 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 239.79) = 262.73 mm
Sa는 작은 값인 164.66 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 164.66 mm) ∴ O.K

12) 상부슬래브 4경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 956.164 x 1000000 / [7150.400 x (1423.357 - 330.724/3)]
= 101.835 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7150.400/1000.0 + 7x7150.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1423.4/(7x7150.400)]
= 330.724 mm

사용철근량 = 7150.4 mm² (철근도심 : 143.3 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)
2단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 101.84) - 2.5 x 87.50 = 554.56 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 101.84) = 618.65 mm
Sa는 작은 값인 554.56 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 554.56 mm) ∴ O.K

13) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2716.141 x 1000000 / [10407.200 x (1361.050 - 378.385/3)]
= 211.339 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10407.200/1000.0 + 7x10407.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1361.1/(7x10407.200)]
= 378.385 mm

사용철근량 = 10407.2 mm² (철근도심 : 138.9 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격 .

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 211.34) - 2.5 x 84.00 = 162.62 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 211.34) = 298.10 mm
Sa는 작은 값인 162.62 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 162.62 mm) ∴ O.K

14) 하부슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1093.711 x 1000000 / [10407.200 x (1140.000 - 341.162/3)]
= 102.401 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10407.200/1000.0 + 7x10407.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1140.0/(7x10407.200)]
= 341.162 mm

사용철근량 = 10407.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 102.40) - 2.5 x 84.00 = 559.04 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 102.40) = 615.23 mm
Sa는 작은 값인 559.04 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 559.04 mm) ∴ O.K

15) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2153.791 x 1000000 / [8107.200 x (1416.667 - 348.235/3)]
= 204.264 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8107.200/1000.0 + 7x8107.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1416.7/(7x8107.200)]
= 348.235 mm

사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 204.26) - 2.5 x 87.50 = 166.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 204.26) = 308.42 mm
Sa는 작은 값인 166.78 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 166.78 mm) ∴ O.K

16) 하부슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2249.116 x 1000000 / [8107.200 x (1416.667 - 348.235/3)]
= 213.305 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8107.200/1000.0 + 7x8107.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1416.7/(7x8107.200)]
= 348.235 mm

사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 213.31) - 2.5 x 87.50 = 150.44 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 213.31) = 295.35 mm
Sa는 작은 값인 150.44 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 150.44 mm) ∴ O.K

17) 하부슬래브 2경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1034.982 x 1000000 / [4053.600 x (1420.000 - 256.915/3)]
= 191.346 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1420.0/(7x4053.600)]
= 256.915 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 191.35) - 2.5 x 67.50 = 242.81 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 191.35) = 329.25 mm
Sa는 작은 값인 242.81 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 242.81 mm) ∴ O.K

18) 하부슬래브 2경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2238.748 x 1000000 / [8107.200 x (1350.000 - 338.783/3)]
= 223.223 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8107.200/1000.0 + 7x8107.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1350.0/(7x8107.200)]
= 338.783 mm

사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 223.22) - 2.5 x 87.50 = 134.04 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 223.22) = 282.23 mm
Sa는 작은 값인 134.04 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 134.04 mm) ∴ O.K

19) 하부슬래브 3경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2245.838 x 1000000 / [8107.200 x (1350.000 - 338.783/3)]
= 223.930 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8107.200/1000.0 + 7x8107.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1350.0/(7x8107.200)]
= 338.783 mm

사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 223.93) - 2.5 x 87.50 = 132.92 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 223.93) = 281.34 mm
Sa는 작은 값인 132.92 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 132.92 mm) ∴ O.K

20) 하부슬래브 3경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1034.262 x 1000000 / [4053.600 x (1420.000 - 256.915/3)]
= 191.212 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1420.0/(7x4053.600)]
= 256.915 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 191.21) - 2.5 x 67.50 = 243.10 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 191.21) = 329.48 mm
Sa는 작은 값인 243.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 243.10 mm) ∴ O.K

21) 하부슬래브 3경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2237.542 x 1000000 / [8107.200 x (1416.667 - 348.235/3)]
= 212.207 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8107.200/1000.0 + 7x8107.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1416.7/(7x8107.200)]
= 348.235 mm

사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 212.21) - 2.5 x 87.50 = 152.35 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 212.21) = 296.88 mm
Sa는 작은 값인 152.35 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 152.35 mm) ∴ O.K

22) 하부슬래브 4경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2146.039 x 1000000 / [8107.200 x (1416.667 - 348.235/3)]
= 203.529 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8107.200/1000.0 + 7x8107.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1416.7/(7x8107.200)]
= 348.235 mm

사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 203.53) - 2.5 x 87.50 = 168.17 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 203.53) = 309.54 mm
Sa는 작은 값인 168.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 168.17 mm) ∴ O.K

23) 하부슬래브 4경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2685.637 x 1000000 / [10407.200 x (1361.050 - 378.385/3)]
= 208.965 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10407.200/1000.0 + 7x10407.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1361.1/(7x10407.200)]
= 378.385 mm

사용철근량 = 10407.2 mm² (철근도심 : 138.9 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 208.97) - 2.5 x 84.00 = 166.86 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 208.97) = 301.49 mm
Sa는 작은 값인 166.86 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 166.86 mm) ∴ O.K

24) 하부슬래브 4경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1093.711 x 1000000 / [10407.200 x (1140.000 - 341.162/3)]
= 102.401 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10407.200/1000.0 + 7x10407.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1140.0/(7x10407.200)]
= 341.162 mm

사용철근량 = 10407.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 102.40) - 2.5 x 84.00 = 559.04 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 102.40) = 615.23 mm
Sa는 작은 값인 559.04 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 559.04 mm) ∴ O.K

25) 중간슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 112.530 x 1000000 / [2292.000 x (386.667 - 96.494/3)]
= 138.495 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x386.7/(7x2292.000)]
= 96.494 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 138.49) - 2.5 x 70.50 = 392.36 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 138.49) = 454.89 mm
Sa는 작은 값인 392.36 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 392.36 mm) ∴ O.K

26) 중간슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 58.616 x 1000000 / [1588.800 x (220.000 - 59.711/3)]
= 184.377 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x220.0/(7x1588.800)]
= 59.711 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 184.38) - 2.5 x 72.00 = 247.12 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 184.38) = 341.69 mm
Sa는 작은 값인 247.12 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 247.12 mm) ∴ O.K

27) 중간슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 140.813 x 1000000 / [2292.000 x (386.667 - 96.494/3)]
= 173.304 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x386.7/(7x2292.000)]
= 96.494 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 173.30) - 2.5 x 70.50 = 278.15 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 173.30) = 363.52 mm
Sa는 작은 값인 278.15 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 278.15 mm) ∴ O.K

28) 중간슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 125.907 x 1000000 / [2292.000 x (386.667 - 96.494/3)]
= 154.958 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x386.7/(7x2292.000)]
= 96.494 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 154.96) - 2.5 x 70.50 = 331.95 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 154.96) = 406.56 mm
Sa는 작은 값인 331.95 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 331.95 mm) ∴ O.K

29) 중간슬래브 2경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 60.739 x 1000000 / [1588.800 x (220.000 - 59.711/3)]
= 191.054 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x220.0/(7x1588.800)]
= 59.711 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 191.05) - 2.5 x 72.00 = 232.19 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 191.05) = 329.75 mm
Sa는 작은 값인 232.19 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 232.19 mm) ∴ O.K

30) 중간슬래브 2경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 145.105 x 1000000 / [2292.000 x (386.667 - 96.494/3)]
= 178.587 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x386.7/(7x2292.000)]
= 96.494 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 178.59) - 2.5 x 70.50 = 264.71 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 178.59) = 352.77 mm
Sa는 작은 값인 264.71 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 264.71 mm) ∴ O.K

31) 중간슬래브 3경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 144.808 x 1000000 / [2292.000 x (386.667 - 96.494/3)]
= 178.221 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x386.7/(7x2292.000)]
= 96.494 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 178.22) - 2.5 x 70.50 = 265.62 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 178.22) = 353.49 mm
Sa는 작은 값인 265.62 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 265.62 mm) ∴ O.K

32) 중간슬래브 3경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 60.925 x 1000000 / [1588.800 x (220.000 - 59.711/3)]
= 191.640 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x220.0/(7x1588.800)]
= 59.711 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 191.64) - 2.5 x 72.00 = 230.93 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 191.64) = 328.74 mm
Sa는 작은 값인 230.93 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 230.93 mm) ∴ O.K

33) 중간슬래브 3경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 125.230 x 1000000 / [2292.000 x (386.667 - 96.494/3)]
= 154.126 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x386.7/(7x2292.000)]
= 96.494 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 154.13) - 2.5 x 70.50 = 334.69 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 154.13) = 408.76 mm
Sa는 작은 값인 334.69 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 334.69 mm) ∴ O.K

34) 중간슬래브 4경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 140.283 x 1000000 / [2292.000 x (386.667 - 96.494/3)]
= 172.652 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x386.7/(7x2292.000)]
= 96.494 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 172.65) - 2.5 x 70.50 = 279.87 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 172.65) = 364.90 mm
Sa는 작은 값인 279.87 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 279.87 mm) ∴ O.K

35) 중간슬래브 4경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 58.742 x 1000000 / [1588.800 x (220.000 - 59.711/3)]
= 184.774 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x220.0/(7x1588.800)]
= 59.711 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 184.77) - 2.5 x 72.00 = 246.20 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 184.77) = 340.96 mm
Sa는 작은 값인 246.20 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 246.20 mm) ∴ O.K

36) 중간슬래브 4경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 111.860 x 1000000 / [2292.000 x (386.667 - 96.494/3)]
= 137.671 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x386.7/(7x2292.000)]
= 96.494 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 137.67) - 2.5 x 70.50 = 395.77 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 137.67) = 457.61 mm
Sa는 작은 값인 395.77 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 395.77 mm) ∴ O.K

37) 좌측벽체 1층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 930.612 x 1000000 / [6353.600 x (1466.667 - 319.446/3)]
= 107.684 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1466.7/(7x6353.600)]
= 319.446 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 107.68) - 2.5 x 84.00 = 521.31 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 107.68) = 585.05 mm
Sa는 작은 값인 521.31 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 521.31 mm) ∴ O.K

38) 좌측벽체 1층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2622.807 x 1000000 / [10407.200 x (1261.050 - 361.941/3)]
= 220.991 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10407.200/1000.0 + 7x10407.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1261.1/(7x10407.200)]
= 361.941 mm

사용철근량 = 10407.2 mm² (철근도심 : 138.9 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 220.99) - 2.5 x 84.00 = 146.35 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 220.99) = 285.08 mm
Sa는 작은 값인 146.35 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 146.35 mm) ∴ O.K

39) 좌측벽체 2층(상부)

① 응력 산정

$f_s = M / [As \times (d - \chi/3)] = 1269.331 \times 1000000 / [7150.400 \times (1423.357 - 330.724/3)]$

$= 135.189$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7x7150.400/1000.0 + 7x7150.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x1000.0x1423.4/(7x7150.400)]}$

$= 330.724$ mm

사용철근량 = 7150.4 mm² (철근도심 : 143.3 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

2단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 135.19) - 2.5 x 87.50 = 363.77 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 135.19) = 466.01 mm

Sa는 작은 값인 363.77 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 363.77 mm) ∴ O.K

40) 좌측벽체 2층(중앙부)

① 응력 산정

$f_s = M / [As \times (d - \chi/3)] = 368.690 \times 1000000 / [1588.800 \times (1320.000 - 160.590/3)]$

$= 183.230$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x1588.800)]}$

$= 160.590$ mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 183.23) - 2.5 x 72.00 = 249.79 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 183.23) = 343.83 mm

Sa는 작은 값인 249.79 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 249.79 mm) ∴ O.K

41) 좌측벽체 2층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 758.328 x 1000000 / [6353.600 x (1300.000 - 298.473/3)]
= 99.420 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1300.0/(7x6353.600)]
= 298.473 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 99.42) - 2.5 x 84.00 = 582.10 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 99.42) = 633.68 mm
Sa는 작은 값인 582.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 582.10 mm) ∴ O.K

42) 우측벽체 1층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 875.229 x 1000000 / [6353.600 x (1466.667 - 319.446/3)]
= 101.275 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1466.7/(7x6353.600)]
= 319.446 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 101.28) - 2.5 x 84.00 = 567.58 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 101.28) = 622.07 mm
Sa는 작은 값인 567.58 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 567.58 mm) ∴ O.K

43) 우측벽체 1층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2597.391 x 1000000 / [10407.200 x (1261.050 - 361.941/3)]
= 218.849 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10407.200/1000.0 + 7x10407.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1261.1/(7x10407.200)]
= 361.941 mm

사용철근량 = 10407.2 mm² (철근도심 : 138.9 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 218.85) - 2.5 x 84.00 = 149.84 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 218.85) = 287.87 mm
Sa는 작은 값인 149.84 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 149.84 mm) ∴ O.K

44) 우측벽체 2층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1245.959 x 1000000 / [7150.400 x (1423.357 - 330.724/3)]
= 132.700 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7150.400/1000.0 + 7x7150.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1423.4/(7x7150.400)]
= 330.724 mm

사용철근량 = 7150.4 mm² (철근도심 : 143.3 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)
2단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 132.70) - 2.5 x 87.50 = 374.69 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 132.70) = 474.76 mm
Sa는 작은 값인 374.69 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 374.69 mm) ∴ O.K

45) 우측벽체 2층(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 331.142 x 1000000 / [1588.800 x (1320.000 - 160.590/3)]
= 164.570 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x1588.800)]
= 160.590 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 164.57) - 2.5 x 72.00 = 298.52 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 164.57) = 382.82 mm

Sa는 작은 값인 298.52 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 298.52 mm) ∴ O.K

46) 우측벽체 2층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 703.862 x 1000000 / [6353.600 x (1300.000 - 298.473/3)]
= 92.279 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1300.0/(7x6353.600)]
= 298.473 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 92.28) - 2.5 x 84.00 = 643.39 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 92.28) = 682.71 mm

Sa는 작은 값인 643.39 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 643.39 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 12.050 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.40 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 12.050 / 28

T = 0.430 m < 1.400 m ----------> O.K

20. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

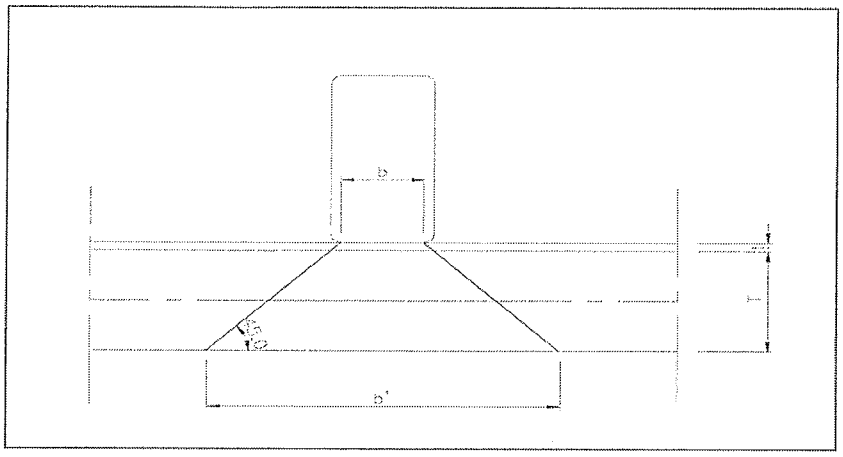
1) 고정하중

- 구체자중 = 4491.262 / 48.700 = 92.22 kN/m²
- 상부연직하중 = 110.55 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

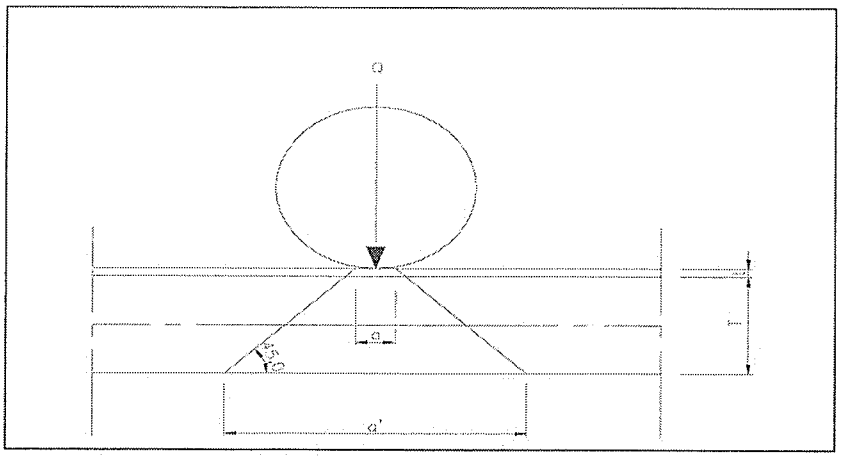


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 1500 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.500 + 0.040) × cot 45°

= 3.580 m



a' = 0.200 + 2 × (1.500 + 0.040) × cot 45°

= 3.280 m

Qz = 96.0 / (3.580 × 3.28C 8.176 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 92.22 + 110.55 + 15.00 + 0.92 + 8.18

= 226.869 kN/m²

Qa' = 671.05 kN/m² > Qmax = 226.869 kN/m² ..... O.K !!!

20.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	48.700	×	1.400	×	25.000				=	1704.500	kN/m
- 중간슬래브	:	48.700	×	0.300	×	25.000				=	365.250	kN/m
- 하부슬래브	:	48.700	×	1.500	×	25.000				=	1826.250	kN/m
- 벽체	:	1.400	×	5.940	×	2 ea	×	25.000		=	415.800	kN/m
		0.500	×	5.940	×	3 ea	×	25.000		=	222.750	kN/m
	:	1.400	×	5.940	×	2 ea	×	25.000		=	415.800	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	16	×	25.000				=	50.000	kN/m
- 포장	:	9.800	×	0.040	×	4 ea	×	23.000		=	36.064	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	48.700	×	1.000	×	19.000				=	925.300	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	48.700	×	3.350	×	10.000				=	1631.450	kN/m
- 수직수압	:	48.700	×	3.350	×	10.000				=	1631.450	kN/m
									∴ Σ	=	9224.614	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 3.350 \times 19.000 + 3.350^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 43.590$ kN/m

$\therefore \Sigma = 3.458 + 43.590 = 47.048$ kN/m

(3) 저항력

$R = 9224.614 + 47.048 = 9271.662$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 48.700 \times 12.190 \times 10.000$

$= 5936.530$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 9271.662 / 5936.530$

$= 1.562 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.4 m (보링주상도 NABB-7 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	48.700	×	1.400	×	25.000			=	1704.500	kN/m
- 중간슬래브	:	48.700	×	0.300	×	25.000			=	365.250	kN/m
- 하부슬래브	:	48.700	×	1.500	×	25.000			=	1826.250	kN/m
- 벽체	:	1.400	×	5.940	×	2 ea	×	25.000	=	415.800	kN/m
		0.500	×	5.940	×	3 ea	×	25.000	=	222.750	kN/m
	:	1.400	×	5.940	×	2 ea	×	25.000	=	415.800	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	16	×	25.000			=	50.000	kN/m
- 포장	:	9.800	×	0.040	×	4 ea	×	23.000	=	36.064	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	48.700	×	6.400	×	19.000			=	5921.920	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	48.700	×	-2.050	×	10.000			=	-998.350	kN/m
- 수직수압	:	48.700	×	-2.050	×	10.000			=	-998.350	kN/m
								∴ Σ	=	8961.634	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 6.400^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 141.628$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 6.400 \times -2.050 \times 19.000 + -2.050^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -83.083$ kN/m

∴ $\Sigma = 141.628 + -83.083 = 58.546$ kN/m

(3) 저항력

$R = 8961.634 + 58.546 = 9020.180$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 48.700 \times 6.790 \times 10.000$

$= 3306.730$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 9020.180 / 3306.730$

$= 2.728 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{1826.250}{48.700 \times 10.000 \times 1.100} = 3.409 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.409 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{2242.050}{48.700 \times 10.000 \times 1.100} = 4.185 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.185 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{2514.800}{48.700 \times 10.000 \times 1.100} = 4.694 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.694 m 이하유지

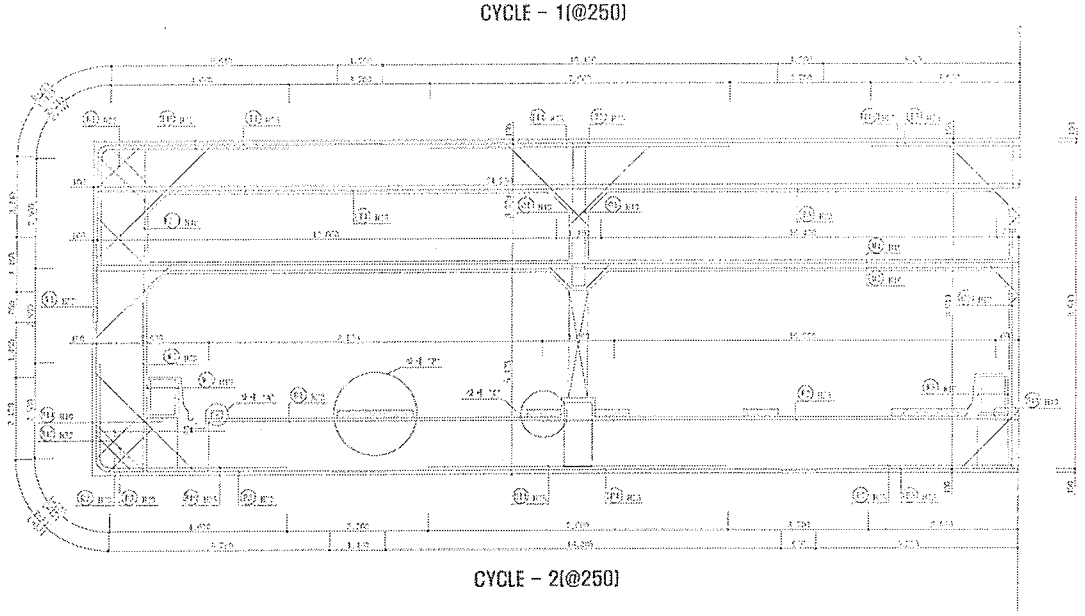
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{5000.350}{48.700 \times 10.000 \times 1.100} = 9.334 \text{ m}$$

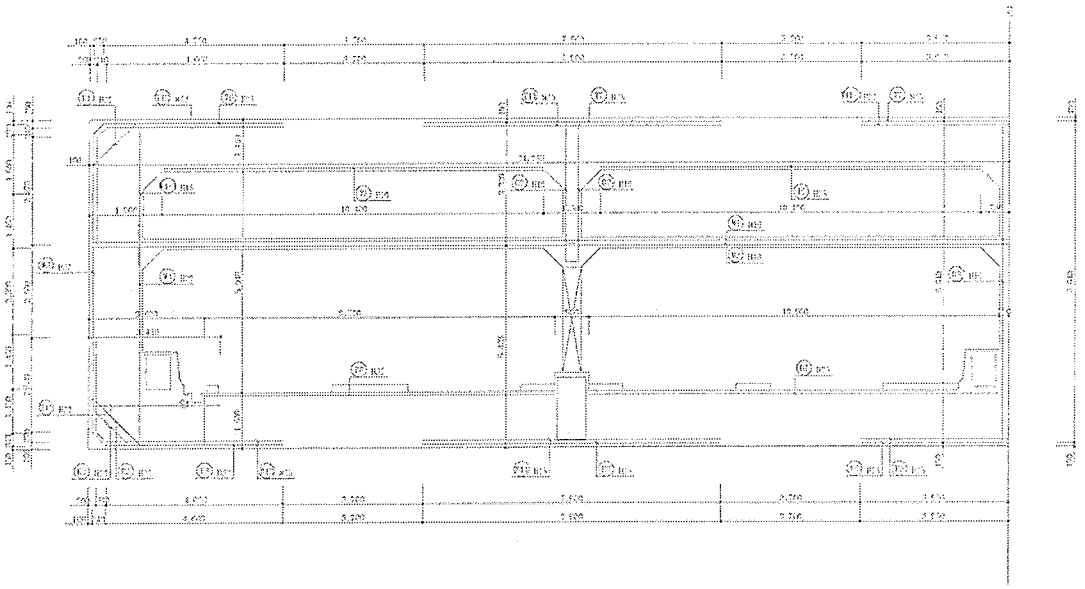
∴ 구조물 저면으로 부터 9.334 m 이하유지

21. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)

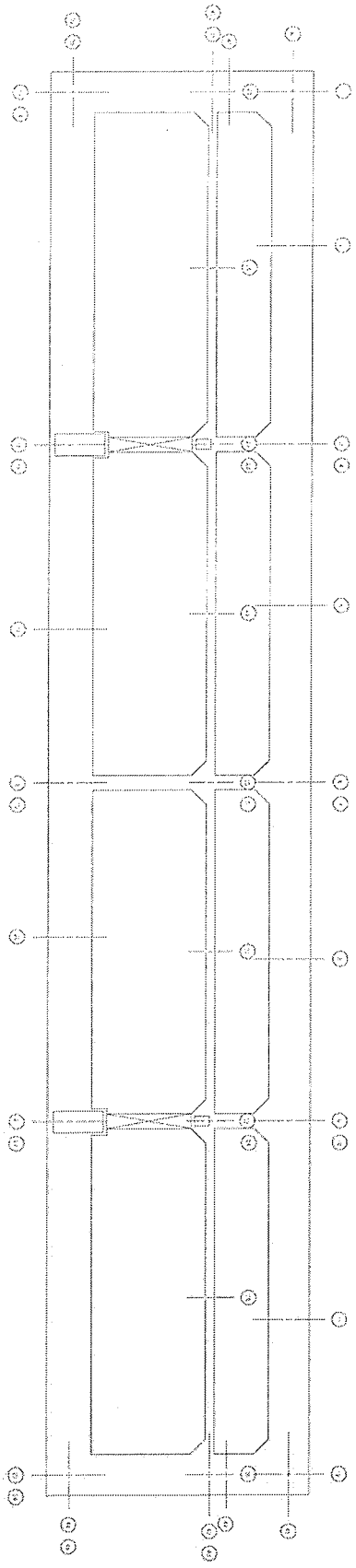


B10

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 내측벽체 검토
18. 절점부 검토
19. 사용성 검토
20. 기초 지지력 검토
21. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1422	4011	5165	8767	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11493	1.29
		중앙부	2	1000	1320	2514	2732	5825	H32 - 8.0EA	6354	1.09
		우측	3	1000	1423	3771	4196	8210	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9193	1.11
	2경간	좌측	4	1000	1423	3512	4196	7617	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9193	1.19
		중앙부	5	1000	1320	1747	2228	3999	H29 - 8.0EA	5139	1.28
		우측	6	1000	1417	3595	4638	7842	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278	1.29
	3경간	좌측	7	1000	1417	3590	4638	7831	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278	1.29
		중앙부	8	1000	1320	1732	2228	3964	H29 - 8.0EA	5139	1.29
		우측	9	1000	1423	3476	4196	7535	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9193	1.21
	4경간	좌측	10	1000	1423	3765	4196	8195	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9193	1.11
		중앙부	11	1000	1320	2485	2732	5756	H32 - 8.0EA	6354	1.10
		우측	12	1000	1422	3988	5165	8714	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11493	1.30
하부슬래브	1경간	좌측	13	1000	1300	5182	6110	12828	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	15418	1.18
		중앙부	14	1000	1400	2995	3577	6557	H32 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	7902	1.19
		우측	15	1000	1417	3615	4638	7888	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278	1.28
	2경간	좌측	16	1000	1417	3762	4638	8227	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278	1.23
		중앙부	17	1000	1420	1687	2403	3573	H29 - 8.0EA	5139	1.42
		우측	18	1000	1350	3778	4405	8721	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278	1.17
	3경간	좌측	19	1000	1350	3790	4405	8753	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278	1.16
		중앙부	20	1000	1420	1687	2403	3573	H29 - 8.0EA	5139	1.42
		우측	21	1000	1417	3740	4638	8176	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278	1.24
	4경간	좌측	22	1000	1417	3611	4638	7878	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278	1.28
		중앙부	23	1000	1400	3136	3577	6881	H32 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	7902	1.14
		우측	24	1000	1300	5111	6110	12633	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	15418	1.20

중간슬래브	1경간	좌측	25	1000	387	150	286	1171	H19 - 8.0EA	2292	1.91
		중앙부	26	1000	220	71	111	985	H16 - 8.0EA	1589	1.57
		우측	27	1000	387	178	286	1396	H19 - 8.0EA	2292	1.61
	2경간	좌측	28	1000	387	167	286	1310	H19 - 8.0EA	2292	1.71
		중앙부	29	1000	220	74	111	1027	H16 - 8.0EA	1589	1.51
		우측	30	1000	387	193	286	1520	H19 - 8.0EA	2292	1.48
	3경간	좌측	31	1000	387	192	286	1515	H19 - 8.0EA	2292	1.49
		중앙부	32	1000	220	74	111	1032	H16 - 8.0EA	1589	1.50
		우측	33	1000	387	166	286	1299	H19 - 8.0EA	2292	1.72
	4경간	좌측	34	1000	387	177	286	1387	H19 - 8.0EA	2292	1.62
		중앙부	35	1000	220	71	111	989	H16 - 8.0EA	1589	1.57
		우측	36	1000	387	150	286	1169	H19 - 8.0EA	2292	1.91
좌측벽체	1층	상부	37	1000	1467	2228	6569	-	H32 - 8.0EA	9450	2.95
		중앙부	38	1000	1320	2451	3165	-	H25 - 8.0EA	19471	1.29
		하부	39	1000	1200	4568	7379	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	19471	1.62
	2층	상부	40	1000	1422	4320	7046	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	14590	1.63
		중앙부	41	1000	1320	1843	2915	-	H22 - 8.0EA	14590	1.58
		하부	42	1000	1300	2020	5310	-	H32 - 8.0EA	9450	2.63
우측벽체	1층	상부	43	1000	1467	2257	6371	-	H32 - 8.0EA	9450	2.82
		중앙부	44	1000	1320	2622	3029	-	H25 - 8.0EA	19471	1.16
		하부	45	1000	1200	4608	7360	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	19471	1.60
	2층	상부	46	1000	1422	4254	7110	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	14590	1.67
		중앙부	47	1000	1320	1949	2753	-	H22 - 8.0EA	14590	1.41
		하부	48	1000	1300	2089	5191	-	H32 - 8.0EA	9450	2.48

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	3	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
	2 경간	좌측	4	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	5	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	6	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
	3 경간	좌측	7	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	8	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	9	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
	4 경간	좌측	10	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	11	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	12	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측	13	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	14	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측	15	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
	2 경간	좌측	16	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	17	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측	18	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
	3 경간	좌측	19	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	20	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측	21	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
	4 경간	좌측	22	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	23	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측	24	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
중간 슬래브	1 경간	좌측	25	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
		중앙부	26	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
		우측	27	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
	2 경간	좌측	28	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
		중앙부	29	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
		우측	30	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
	3 경간	좌측	31	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
		중앙부	32	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
		우측	33	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
	4 경간	좌측	34	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
		중앙부	35	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
		우측	36	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
좌측 벽체	1 층	1층(상부)	37	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		1층(중앙부)	38	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		1층(하부)	39	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
	2 층	2층(상부)	40	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		2층(중앙부)	41	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		2층(하부)	42	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
우측 벽체	1 층	1층(상부)	43	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		1층(중앙부)	44	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		1층(하부)	45	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
	2 층	2층(상부)	46	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		2층(중앙부)	47	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		2층(하부)	48	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	815.3	1374.9	1813	2.00	222.90	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	2	857.4	531.1	1382	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	3	815.7	1434.7	1813	2.00	246.40	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	4	815.7	1244.5	1813	2.00	170.69	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	857.4	125.5	1382	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	811.9	1313.9	1805	2.00	200.80	H16	150	397.20	O.K
	3경간	좌측	7	811.9	1311.6	1805	2.00	199.87	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	8	857.4	121.6	1382	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	9	815.7	1242.5	1813	2.00	169.89	H16	150	397.20	O.K
	4경간	좌측	10	815.7	1434.3	1813	2.00	246.27	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	11	857.4	560.9	1382	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	12	815.3	1339.4	1813	2.00	208.76	H16	150	397.20	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	13	844.4	1421.2	1877	2.00	221.87	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	14	909.6	1439.7	2022	2.00	189.27	H16	150	397.20	O.K
		우측	15	876.9	1507.7	1949	2.00	233.65	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	16	876.9	1366.4	1949	2.00	181.32	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	17	922.3	374.8	1486	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	18	876.9	1362.9	1949	2.00	180.02	H16	150	397.20	O.K
	3경간	좌측	19	876.9	1364.7	1949	2.00	180.68	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	20	922.3	374.7	1486	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	21	876.9	1363.6	1949	2.00	180.29	H16	150	397.20	O.K
	4경간	좌측	22	876.9	1499.2	1949	2.00	230.49	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	23	909.6	1432.5	2022	2.00	186.69	H16	150	397.20	O.K
		우측	24	844.4	1414.0	1877	2.00	219.08	H16	150	397.20	O.K
중간슬래브	1경간	좌측	25	142.9	80.0	230	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	26	142.9	21.4	230	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	27	142.9	86.3	230	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
	2경간	좌측	28	142.9	84.8	230	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	29	142.9	25.2	230	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	30	142.9	89.9	230	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
	3경간	좌측	31	142.9	89.7	230	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	32	142.9	25.2	230	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	33	142.9	84.6	230	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
	4경간	좌측	34	142.9	86.0	230	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	35	142.9	21.3	230	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	36	142.9	79.7	230	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	37	930.9	1860.4	2944	2.00	357.49	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	38	950.7	2180.1	2995	2.00	465.70	H22	150	774.20	O.K
		하부	39	864.2	2679.6	2722	2.00	756.39	H22	150	774.20	O.K
	2층	상부	40	890.3	1320.2	2834	2.00	171.24	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	41	937.6	1922.3	2981	2.00	373.01	H22	150	774.20	O.K
		하부	42	924.3	1174.4	2937	2.00	96.17	H22	150	774.20	O.K
우측벽체	1층	상부	43	928.1	1760.3	2941	2.00	320.09	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	44	950.4	2274.6	2994	2.00	501.62	H22	150	774.20	O.K
		하부	45	864.0	2710.7	2722	2.00	769.47	H22	150	774.20	O.K
	2층	상부	46	891.5	1476.8	2835	2.00	233.12	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	47	937.3	1476.8	2981	2.00	204.36	H22	150	774.20	O.K
		하부	48	924.0	848.6	2937	2.00	-	H22	150	774.20	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1 경간	좌측	1	1422	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	668.369	O.K	5.35
		중앙부	2	1320	H32 - 8.0EA	125	170.492	O.K	1.36
		우측	3	1423	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	126.974	O.K	1.02
	2 경간	좌측	4	1423	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	162.619	O.K	1.30
		중앙부	5	1320	H29 - 8.0EA	125	231.761	O.K	1.85
		우측	6	1417	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	186.767	O.K	1.49
	3 경간	좌측	7	1417	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	187.199	O.K	1.50
		중앙부	8	1320	H29 - 8.0EA	125	234.730	O.K	1.88
		우측	9	1423	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	166.038	O.K	1.33
	4 경간	좌측	10	1423	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	127.458	O.K	1.02
		중앙부	11	1320	H32 - 8.0EA	125	172.960	O.K	1.38
		우측	12	1422	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	682.281	O.K	5.46
하부슬래브	1 경간	좌측	13	1300	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	245.797	O.K	1.97
		중앙부	14	1400	H32 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측	15	1417	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	179.574	O.K	1.44
	2 경간	좌측	16	1417	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	166.272	O.K	1.33
		중앙부	17	1420	H29 - 8.0EA	125	267.034	O.K	2.14
		우측	18	1350	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	146.640	O.K	1.17
	3 경간	좌측	19	1350	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	145.655	O.K	1.17
		중앙부	20	1420	H29 - 8.0EA	125	267.034	O.K	2.14
		우측	21	1417	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	168.188	O.K	1.35
	4 경간	좌측	22	1417	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	179.958	O.K	1.44
		중앙부	23	1400	H32 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측	24	1300	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	251.470	O.K	2.01

중간슬래브	1경간	좌측	25	387	H19 - 8.0EA	125	379.281	O.K	3.03
		중앙부	26	220	H16 - 8.0EA	125	246.118	O.K	1.97
		우측	27	387	H19 - 8.0EA	125	268.662	O.K	2.15
	2경간	좌측	28	387	H19 - 8.0EA	125	314.456	O.K	2.52
		중앙부	29	220	H16 - 8.0EA	125	229.909	O.K	1.84
		우측	30	387	H19 - 8.0EA	125	247.081	O.K	1.98
	3경간	좌측	31	387	H19 - 8.0EA	125	248.173	O.K	1.99
		중앙부	32	220	H16 - 8.0EA	125	228.380	O.K	1.83
		우측	33	387	H19 - 8.0EA	125	317.689	O.K	2.54
	4경간	좌측	34	387	H19 - 8.0EA	125	270.805	O.K	2.17
		중앙부	35	220	H16 - 8.0EA	125	245.024	O.K	1.96
		우측	36	387	H19 - 8.0EA	125	383.463	O.K	3.07
좌측벽체	1층	1층(상부)	37	1467	H32 - 8.0EA	125	363.441	O.K	2.91
		1층(중앙부)	38	1320	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	39	1200	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	219.103	O.K	1.75
	2층	2층(상부)	40	1422	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	473.305	O.K	3.79
		2층(중앙부)	41	1320	H22 - 8.0EA	125	1064.079	O.K	8.51
		2층(하부)	42	1300	H32 - 8.0EA	125	384.172	O.K	3.07
우측벽체	1층	1층(상부)	43	1467	H32 - 8.0EA	125	398.245	O.K	3.19
		1층(중앙부)	44	1320	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	45	1200	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	223.661	O.K	1.79
	2층	2층(상부)	46	1422	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	485.386	O.K	3.88
		2층(중앙부)	47	1320	H22 - 8.0EA	125	1436.131	O.K	11.49
		2층(하부)	48	1300	H32 - 8.0EA	125	426.175	O.K	3.41

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 4 련 영입소(종점) (내공 : 4@(11.1M × 5.94M), 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트(ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 27804 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 7.850 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ= 0.500

9) 설계방법

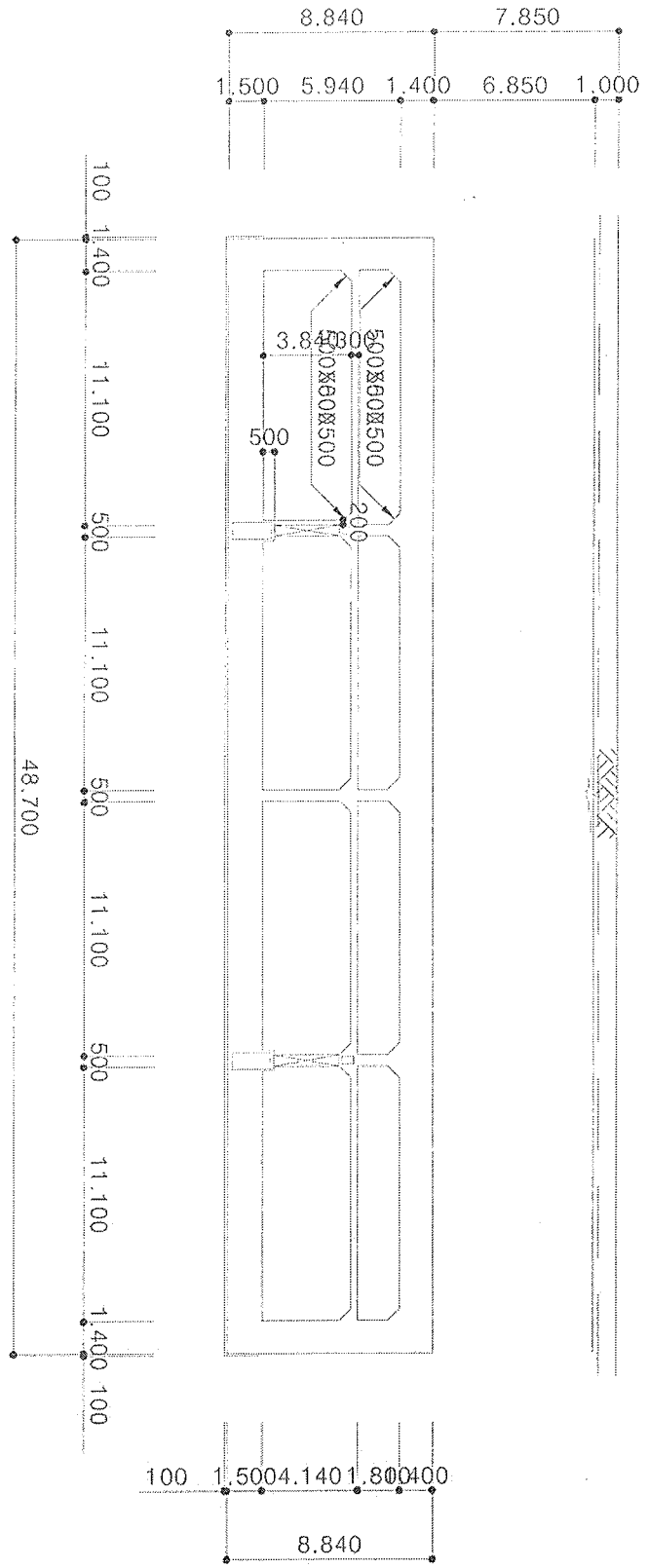
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


8.840
7.850
1.500
5.940
1.400
6.850
1.000
100
1.400
11.100
500
11.100
500
11.100
500
11.100
1.400
100
48.700
3.840
500
500x600x500
200
100
1.500
4.140
1.800
400
8.840

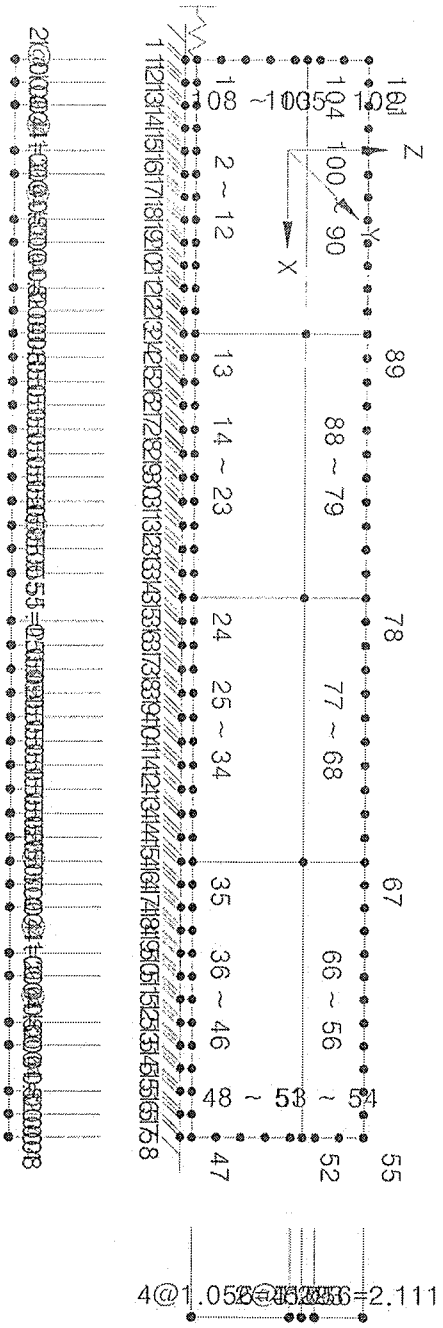
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

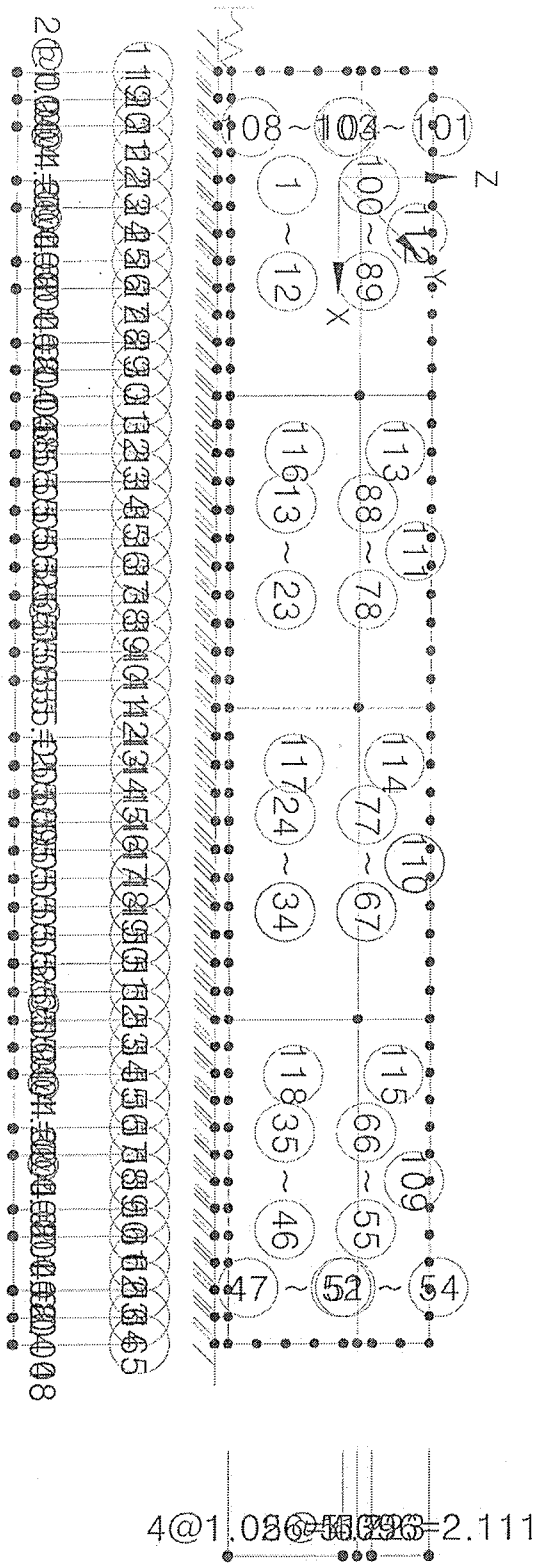
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점상도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.500 × 1.000	= 1.500	0.28125	1~46
2	1.400 × 1.000	= 1.400	0.22867	47~108
3	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	109~112
4	0.500 × 1.000	= 0.500	0.01042	113~115.117
5	0.500 × 1.200 / 2.760	= 0.217	0.00453	116.118

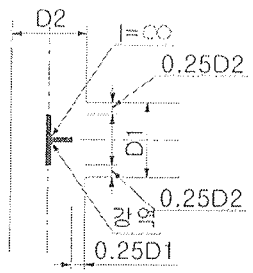
3) 단면좌표

(단위 : m)

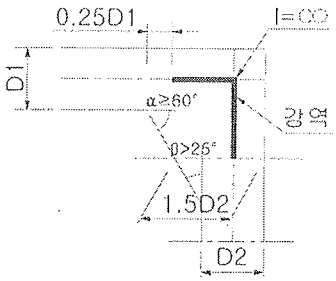
절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	80	21.541	7.890
2	1.004	0.500	81	20.486	7.890
3	2.008	0.500	82	19.432	7.890
4	3.013	0.500	83	18.377	7.890
5	4.017	0.500	84	17.323	7.890
6	5.021	0.500	85	16.268	7.890
7	6.025	0.500	86	15.214	7.890
8	7.029	0.500	87	14.159	7.890
9	8.033	0.500	88	13.105	7.890
10	9.037	0.500	89	12.050	7.890
11	10.042	0.500	90	11.046	7.890
12	11.046	0.500	91	10.042	7.890
13	12.050	0.500	92	9.037	7.890
14	13.105	0.500	93	8.033	7.890
15	14.159	0.500	94	7.029	7.890
16	15.214	0.500	95	6.025	7.890
17	16.268	0.500	96	5.021	7.890
18	17.323	0.500	97	4.017	7.890
19	18.377	0.500	98	3.013	7.890
20	19.432	0.500	99	2.008	7.890
21	20.486	0.500	100	1.004	7.890
22	21.541	0.500	101	0.000	7.890
23	22.595	0.500	102	0.000	6.834
24	23.650	0.500	103	0.000	5.779
25	24.705	0.500	104	0.000	5.240
26	25.759	0.500	105	0.000	4.723
27	26.814	0.500	106	0.000	3.667
28	27.868	0.500	107	0.000	2.611
29	28.923	0.500	108	0.000	1.556
30	29.977	0.500	109	35.250	5.240
31	31.032	0.500	110	23.650	5.240
32	32.086	0.500	111	12.050	5.240
33	33.141	0.500	112	0.000	0.000
34	34.195	0.500	113	1.004	0.000
35	35.250	0.500	114	2.008	0.000
36	36.254	0.500	115	3.013	0.000
37	37.258	0.500	116	4.017	0.000
38	38.263	0.500	117	5.021	0.000
39	39.267	0.500	118	6.025	0.000
40	40.271	0.500	119	7.029	0.000
41	41.275	0.500	120	8.033	0.000
42	42.279	0.500	121	9.037	0.000
43	43.283	0.500	122	10.042	0.000
44	44.288	0.500	123	11.046	0.000

45	45.292	0.500	124	12.050	0.000
46	46.296	0.500	125	13.105	0.000
47	47.300	0.500	126	14.159	0.000
48	47.300	1.556	127	15.214	0.000
49	47.300	2.611	128	16.268	0.000
50	47.300	3.667	129	17.323	0.000
51	47.300	4.723	130	18.377	0.000
52	47.300	5.240	131	19.432	0.000
53	47.300	5.779	132	20.486	0.000
54	47.300	6.834	133	21.541	0.000
55	47.300	7.890	134	22.595	0.000
56	46.296	7.890	135	23.650	0.000
57	45.292	7.890	136	24.705	0.000
58	44.288	7.890	137	25.759	0.000
59	43.283	7.890	138	26.814	0.000
60	42.279	7.890	139	27.868	0.000
61	41.275	7.890	140	28.923	0.000
62	40.271	7.890	141	29.977	0.000
63	39.267	7.890	142	31.032	0.000
64	38.263	7.890	143	32.086	0.000
65	37.258	7.890	144	33.141	0.000
66	36.254	7.890	145	34.195	0.000
67	35.250	7.890	146	35.250	0.000
68	34.195	7.890	147	36.254	0.000
69	33.141	7.890	148	37.258	0.000
70	32.086	7.890	149	38.263	0.000
71	31.032	7.890	150	39.267	0.000
72	29.977	7.890	151	40.271	0.000
73	28.923	7.890	152	41.275	0.000
74	27.868	7.890	153	42.279	0.000
75	26.814	7.890	154	43.283	0.000
76	25.759	7.890	155	44.288	0.000
77	24.705	7.890	156	45.292	0.000
78	23.650	7.890	157	46.296	0.000
79	22.595	7.890	158	47.300	0.000

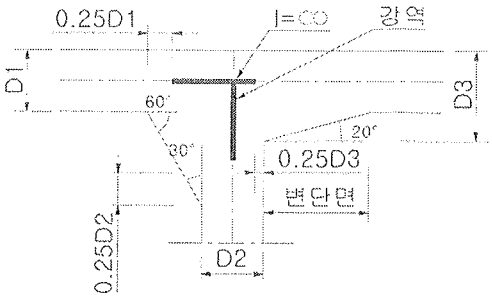
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 101 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 500 ㎜

(2) 101 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 500 ㎜

(3) 89 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 50 ㎜

(4) 89 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 50 ㎜

(5) 89 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (500 × 500) / (2 × 500) = 950 ㎜

(6) 78 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 50 ㎜

(7) 78 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 50 ㎜

(8) 78 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (500 × 500) / (2 × 500) = 950 ㎜

(9) 67 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 50 ㎜

(10) 67 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 50 ㎜

(11) 67 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (500 × 500) / (2 × 500) = 950 ㎜

(12) 55 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 500 ㎜

(13) 55 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 500 ㎜

(14) 104 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 1050 ㎜

(15) 104 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 1400 <= 0 ㎜

(16) 104 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 300 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) <= 0 ㎜

(17) 111 지점 - 슬래브 중간 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(18) 111 지점 - 슬래브 중간 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(19) 111 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 500 = 25 mm

(20) 111 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 300 / 2 + 500 - (500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(21) 110 지점 - 슬래브 중간 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(22) 110 지점 - 슬래브 중간 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(23) 110 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 500 = 25 mm

(24) 110 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 300 / 2 + 500 - (500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(25) 109 지점 - 슬래브 중간 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(26) 109 지점 - 슬래브 중간 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(27) 109 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 500 = 25 mm

(28) 109 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 300 / 2 + 500 - (500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(29) 52 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 1050 mm

(30) 52 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 1400 <= 0 mm

(31) 52 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 300 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) <= 0 mm

(32) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1500 = 325 mm

(33) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1400 = 400 mm

(34) 13 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1500 = 75 mm

(35) 13 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1500 = 75 mm

(36) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 500 = 625 mm

(37) 24 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 500 / 2 - 0.25 × 1500 <= 0 mm

(38) 24 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 500 / 2 - 0.25 × 1500 <= 0 mm

(39) 24 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 500 = 625 mm

(40) 35 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1500 = 75 mm

(41) 35 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1500 = 75 mm

(42) 35 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 500 = 625 ㎜

(43) 47 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1500 = 325 ㎜

(44) 47 지점 - 슬래브 벽체 연결부

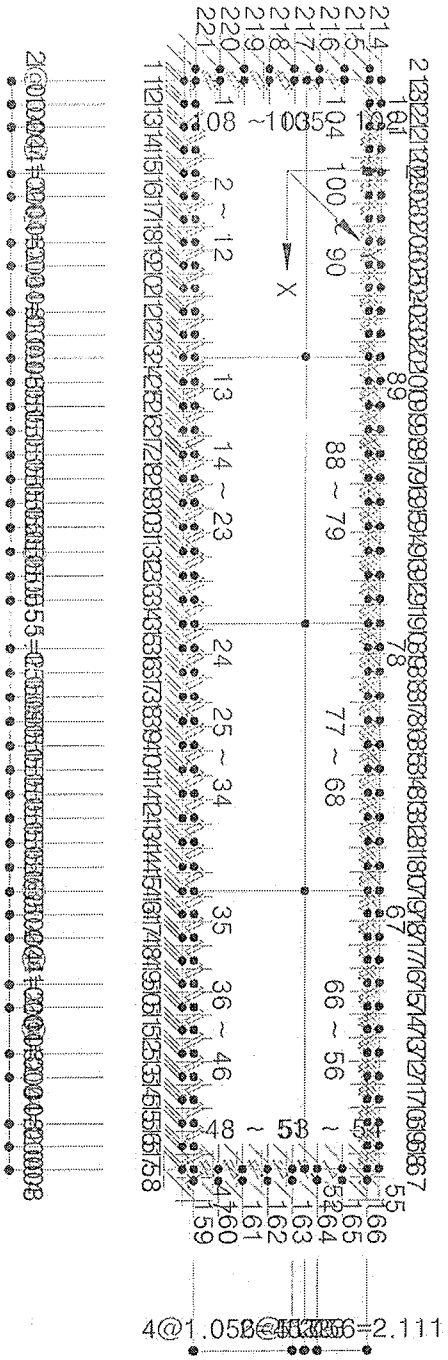
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1400 = 400 ㎜

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

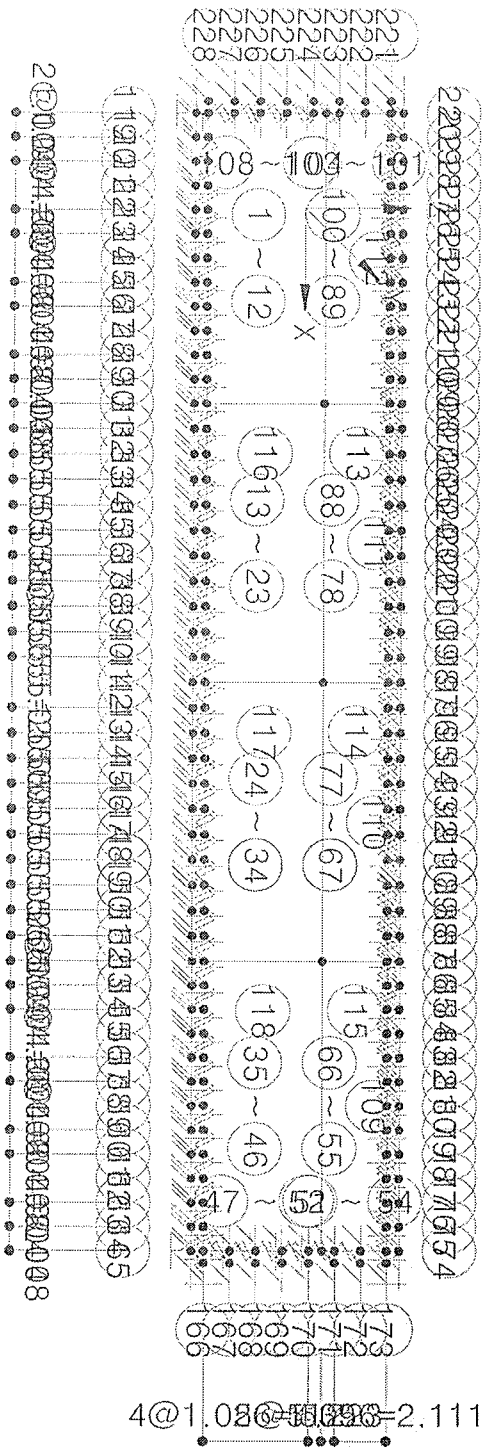
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삼도



② 부재삼도



2) 단면제원

NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.500 × 1.000	= 1.500	0.28125	1~46
2	1.400 × 1.000	= 1.400	0.22867	47~108
3	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	109~112
4	0.500 × 1.000	= 0.500	0.01042	113~115.117
5	0.500 × 1.200 / 2.760	= 0.217	0.00453	116.118

3) 단면좌표

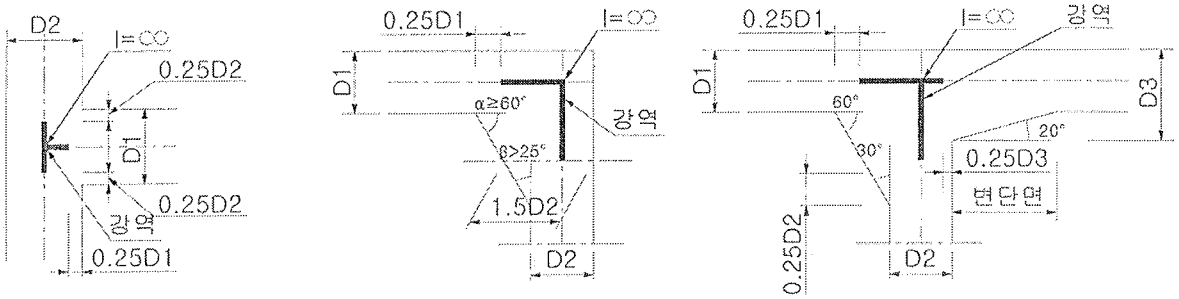
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.500	0.500	112	0.500	0.000
2	1.504	0.500	113	1.504	0.000
3	2.508	0.500	114	2.508	0.000
4	3.513	0.500	115	3.513	0.000
5	4.517	0.500	116	4.517	0.000
6	5.521	0.500	117	5.521	0.000
7	6.525	0.500	118	6.525	0.000
8	7.529	0.500	119	7.529	0.000
9	8.533	0.500	120	8.533	0.000
10	9.537	0.500	121	9.537	0.000
11	10.542	0.500	122	10.542	0.000
12	11.546	0.500	123	11.546	0.000
13	12.550	0.500	124	12.550	0.000
14	13.605	0.500	125	13.605	0.000
15	14.659	0.500	126	14.659	0.000
16	15.714	0.500	127	15.714	0.000
17	16.768	0.500	128	16.768	0.000
18	17.823	0.500	129	17.823	0.000
19	18.877	0.500	130	18.877	0.000
20	19.932	0.500	131	19.932	0.000
21	20.986	0.500	132	20.986	0.000
22	22.041	0.500	133	22.041	0.000
23	23.095	0.500	134	23.095	0.000
24	24.150	0.500	135	24.150	0.000
25	25.205	0.500	136	25.205	0.000
26	26.259	0.500	137	26.259	0.000
27	27.314	0.500	138	27.314	0.000
28	28.368	0.500	139	28.368	0.000
29	29.423	0.500	140	29.423	0.000
30	30.477	0.500	141	30.477	0.000
31	31.532	0.500	142	31.532	0.000
32	32.586	0.500	143	32.586	0.000
33	33.641	0.500	144	33.641	0.000
34	34.695	0.500	145	34.695	0.000
35	35.750	0.500	146	35.750	0.000
36	36.754	0.500	147	36.754	0.000
37	37.758	0.500	148	37.758	0.000
38	38.763	0.500	149	38.763	0.000
39	39.767	0.500	150	39.767	0.000
40	40.771	0.500	151	40.771	0.000
41	41.775	0.500	152	41.775	0.000
42	42.779	0.500	153	42.779	0.000
43	43.783	0.500	154	43.783	0.000
44	44.788	0.500	155	44.788	0.000

45	45.792	0.500	156	45.792	0.000
46	46.796	0.500	157	46.796	0.000
47	47.800	0.500	158	47.800	0.000
48	47.800	1.556	159	48.300	0.500
49	47.800	2.611	160	48.300	1.556
50	47.800	3.667	161	48.300	2.611
51	47.800	4.723	162	48.300	3.667
52	47.800	5.240	163	48.300	4.723
53	47.800	5.779	164	48.300	5.779
54	47.800	6.834	165	48.300	6.834
55	47.800	7.890	166	48.300	7.890
56	46.796	7.890	167	47.800	8.390
57	45.792	7.890	168	46.796	8.390
58	44.788	7.890	169	45.792	8.390
59	43.783	7.890	170	44.788	8.390
60	42.779	7.890	171	43.783	8.390
61	41.775	7.890	172	42.779	8.390
62	40.771	7.890	173	41.775	8.390
63	39.767	7.890	174	40.771	8.390
64	38.763	7.890	175	39.767	8.390
65	37.758	7.890	176	38.763	8.390
66	36.754	7.890	177	37.758	8.390
67	35.750	7.890	178	36.754	8.390
68	34.695	7.890	179	35.750	8.390
69	33.641	7.890	180	34.695	8.390
70	32.586	7.890	181	33.641	8.390
71	31.532	7.890	182	32.586	8.390
72	30.477	7.890	183	31.532	8.390
73	29.423	7.890	184	30.477	8.390
74	28.368	7.890	185	29.423	8.390
75	27.314	7.890	186	28.368	8.390
76	26.259	7.890	187	27.314	8.390
77	25.205	7.890	188	26.259	8.390
78	24.150	7.890	189	25.205	8.390
79	23.095	7.890	190	24.150	8.390
80	22.041	7.890	191	23.095	8.390
81	20.986	7.890	192	22.041	8.390
82	19.932	7.890	193	20.986	8.390
83	18.877	7.890	194	19.932	8.390
84	17.823	7.890	195	18.877	8.390
85	16.768	7.890	196	17.823	8.390
86	15.714	7.890	197	16.768	8.390
87	14.659	7.890	198	15.714	8.390
88	13.605	7.890	199	14.659	8.390
89	12.550	7.890	200	13.605	8.390
90	11.546	7.890	201	12.550	8.390
91	10.542	7.890	202	11.546	8.390
92	9.537	7.890	203	10.542	8.390

93	8.533	7.890	204	9.537	8.390
94	7.529	7.890	205	8.533	8.390
95	6.525	7.890	206	7.529	8.390
96	5.521	7.890	207	6.525	8.390
97	4.517	7.890	208	5.521	8.390
98	3.513	7.890	209	4.517	8.390
99	2.508	7.890	210	3.513	8.390
100	1.504	7.890	211	2.508	8.390
101	0.500	7.890	212	1.504	8.390
102	0.500	6.834	213	0.500	8.390
103	0.500	5.779	214	0.000	7.890
104	0.500	5.240	215	0.000	6.834
105	0.500	4.723	216	0.000	5.779
106	0.500	3.667	217	0.000	4.723
107	0.500	2.611	218	0.000	3.667
108	0.500	1.556	219	0.000	2.611
109	35.750	5.240	220	0.000	1.556
110	24.150	5.240	221	0.000	0.500
111	12.550	5.240			

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 101 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

(2) 101 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

(3) 89 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 50 mm

(4) 89 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 50 mm

(5) 89 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (500 × 500) / (2 × 500) = 950 mm

(6) 78 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 50 mm

(7) 78 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 50 mm

(8) 78 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (500 × 500) / (2 × 500) = 950 mm

(9) 67 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 50 mm

(10) 67 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 50 mm

(11) 67 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (500 × 500) / (2 × 500) = 950 mm

(12) 55 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

(13) 55 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

(14) 104 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 1050 mm

(15) 104 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 1400 <= 0 mm

(16) 104 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 300 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) <= 0 mm

(17) 111 지점 - 슬래브 중간 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(18) 111 지점 - 슬래브 중간 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(19) 111 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 500 = 25 mm

(20) 111 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 300 / 2 + 500 - (500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(21) 110 지점 - 슬래브 중간 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(22) 110 지점 - 슬래브 중간 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(23) 110 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 500 = 25 mm

(24) 110 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 300 / 2 + 500 - (500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(25) 109 지점 - 슬래브 중간 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(26) 109 지점 - 슬래브 중간 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 500 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(27) 109 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 500 = 25 mm

(28) 109 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 300 / 2 + 500 - (500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(29) 52 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 1050 mm

(30) 52 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 1400 <= 0 mm

(31) 52 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 300 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) <= 0 mm

(32) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1500 = 325 mm

(33) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1400 = 400 mm

(34) 13 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1500 = 75 mm

(35) 13 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1500 = 75 mm

(36) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 500 = 625 mm

(37) 24 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 500 / 2 - 0.25 × 1500 <= 0 mm

(38) 24 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 500 / 2 - 0.25 × 1500 <= 0 mm

(39) 24 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 500 = 625 mm

(40) 35 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1500 = 75 mm

(41) 35 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1500 = 75 mm

(42) 35 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 500 = 625 mm

(43) 47 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1500 = 325 mm

(44) 47 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1400 = 400 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_v = K_{v0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_v = K_{v0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_v = K_{v0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_v = K_{v0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 50000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × L = √(48.700 × 15.000 = 27.03 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 5000(= 166670.00 kN/m³

Kv = 166670.000 × (27.028 / 0.3)^(-3 / 4 = 5699.55 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.400/2 + 1.004/2) = 6851 kN/m	1,47
Kv2	Kv x (1.004/2 + 1.004/2) = 5723 kN/m	2~12,36~46
Kv3	Kv x (1.004/2 + 1.055/2) = 5867 kN/m	13,35
Kv4	Kv x (1.055/2 + 1.055/2) = 6010 kN/m	14~34
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	24

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 점토 (EL. : 10.000 ~ -0.900, N=5)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 5^(1/3) = 136.8 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 136.8 = 136.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 136.8^2 = 38153.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.4) × 38153.0 = 106828.4 kN/m^2

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 5^(1/3) = 136.8 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 136.8 = 109.4 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 109.4^2 = 24400.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.4) × 24400.0 = 68320.0 kN/m^2

(2) 실트질 자갈 (EL. : -0.900 ~ -4.000, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 50^(1/3) = 294.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 294.7 = 294.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 294.7^2 = 177060.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.4) × 177060.0 = 495768.0 kN/m^2

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 50^(1/3) = 294.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 294.7 = 235.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 235.8^2 = 113357.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.4) × 113357.0 = 317399.6 kN/m^2

(3) 풍화암 (EL. : -4.000 ~ -11.000, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 50^(1/3) = 294.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 294.7 = 294.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 294.7^2 = 177060.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.4) × 177060.0 = 495768.0 kN/m^2

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) = 80 × 50^(1/3) = 294.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 294.7 = 235.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 235.8^2 = 113357.0 kN/m^2
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.4) × 113357.0 = 317399.6 kN/m^2

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,점토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(48.700 × 15.000) = 27.028 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 106828.4 = 712189.3 kN/m³

Kv = 712189.330 × (27.028 / 0.3)^(-3 / 4) = 24354.48 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 24354.480 = 8118.16 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제4토층 , 풍화암

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(48.700 × 15.000) = 27.028 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 495768.0 = 3305120.0 kN/m³

Kv = 3305120.000 × (27.028 / 0.3)^(-3 / 4) = 113023.98 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 113023.980 = 37674.66 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 점토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.840 × 8.840) = 8.840 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 106828.4 = 712189.3 kN/m³

Kh = 712189.330 × (8.840 / 0.3)^(-3 / 4) = 56311.51 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 56311.510 = 18770.50 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 실트질 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.840 × 8.840) = 8.840 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 495768.0 = 3305120.0 kN/m³

Kh = 3305120.000 × (8.840 / 0.3)^(-3 / 4) = 261329.82 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 261329.820 = 87109.94 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.004/2 + 1.004/2) = 24456 kN/m	56~66,90~100
Ksb1	Ksb x (1.004/2 + 1.004/2) = 8152 kN/m	
Kv2	Kv x (1.004/2 + 1.055/2) = 25070 kN/m	67,78,89
Ksb2	Ksb x (1.004/2 + 1.055/2) = 8357 kN/m	
Kv3	Kv x (1.055/2 + 1.055/2) = 25683 kN/m	68~77,79~88
Ksb3	Ksb x (1.055/2 + 1.055/2) = 8561 kN/m	

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.056/2 + 1.056/2) = 275889 kN/m	48~51,53,103,105~108
Kss1	Kss x (1.056/2 + 1.056/2) = 91963 kN/m	
Kh2	Kh x (1.056/2 + 1.056/2) = 59449 kN/m	54,102
Kss2	Kss x (1.056/2 + 1.056/2) = 19816 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.004/2 + 1.004/2) = 113495 kN/m	2~12,36~46
Ksb1	Ksb x (1.004/2 + 1.004/2) = 37832 kN/m	
Kv2	Kv x (1.004/2 + 1.055/2) = 116342 kN/m	13,35
Ksb2	Ksb x (1.004/2 + 1.055/2) = 38781 kN/m	
Kv3	Kv x (1.055/2 + 1.055/2) = 119189 kN/m	14~34
Ksb3	Ksb x (1.055/2 + 1.055/2) = 39730 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.400/2 + 1.004/2) = 135864 kN/m	1,47
Ksb1	Kh x (1.056/2 + 1.500/2) = 333942 kN/m	
Kv2	Kv x (1.004/2 + 1.400/2) = 29276 kN/m	55,101
Ksb2	Kh x (1.056/2 + 1.400/2) = 69142 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,점토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(48.700 × 15.000) = 27.028 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 68320.0 = 455466.7 kN/m³

Kv = 455466.670 × (27.028 / 0.3)^(-3 / 4) = 15575.43 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 15575.430 = 5191.81 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제4토층 , 풍화암

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(48.700 × 15.000) = 27.028 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 317399.6 = 2115997.3 kN/m³

Kv = 2115997.330 × (27.028 / 0.3)^(-3 / 4) = 72359.99 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 72359.990 = 24120.00 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 점토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.840 × 8.840) = 8.840 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 68320.0 = 455466.7 kN/m³

Kh = 455466.670 × (8.840 / 0.3)^(-3 / 4) = 36012.92 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 36012.920 = 12004.31 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 실트질 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.840 × 8.840) = 8.840 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 317399.6 = 2115997.3 kN/m³

Kh = 2115997.330 × (8.840 / 0.3)^(-3 / 4) = 167308.06 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 167308.060 = 55769.35 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.004/2 + 1.004/2) = 15640 kN/m	56~66,90~100
Ksb1	Ksb x (1.004/2 + 1.004/2) = 5213 kN/m	
Kv2	Kv x (1.004/2 + 1.055/2) = 16033 kN/m	67,78,89
Ksb2	Ksb x (1.004/2 + 1.055/2) = 5344 kN/m	
Kv3	Kv x (1.055/2 + 1.055/2) = 16425 kN/m	68~77,79~88
Ksb3	Ksb x (1.055/2 + 1.055/2) = 5475 kN/m	

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.056/2 + 1.056/2) = 176629 kN/m	48~51,53,103,105~108
Kss1	Kss x (1.056/2 + 1.056/2) = 58876 kN/m	
Kh2	Kh x (1.056/2 + 1.056/2) = 38019 kN/m	54,102
Kss2	Kss x (1.056/2 + 1.056/2) = 12673 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.004/2 + 1.004/2) = 72662 kN/m	2~12,36~46
Ksb1	Ksb x (1.004/2 + 1.004/2) = 24221 kN/m	
Kv2	Kv x (1.004/2 + 1.055/2) = 74484 kN/m	13,35
Ksb2	Ksb x (1.004/2 + 1.055/2) = 24828 kN/m	
Kv3	Kv x (1.055/2 + 1.055/2) = 76307 kN/m	14~34
Ksb3	Ksb x (1.055/2 + 1.055/2) = 25436 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.400/2 + 1.004/2) = 86983 kN/m	1,47
Ksb1	Kh x (1.056/2 + 1.500/2) = 213795 kN/m	
Kv2	Kv x (1.004/2 + 1.400/2) = 18723 kN/m	55,101
Ksb2	Kh x (1.056/2 + 1.400/2) = 44219 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	성능 / 기준 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수,I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역		행정구역	구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.800 × 23.00	= 18.40	kN/m²
- 토 사	: 7.050 × 19.00	= 133.95	kN/m²
	∴ Total Wd1	= 152.35	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.800 × 23.00	= 18.40	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.200 × 19.00	= 3.80	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 6.850 × 10.00	= 68.50	kN/m²
	∴ Total Wd2	= 90.70	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D.m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D.m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	9.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 7.850m

- Wl1 = 15.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 15.000 × 0.5(= 7.500 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1	= (0.800 × 23.000 + 7.750 × 19.000) × 0.500	= 82.83 kN/m²
Wh2	= 82.825 + 1.056 × 19.000 × 0.500	= 92.85 kN/m²
Wh3	= 92.854 + 1.056 × 19.000 × 0.500	= 102.88 kN/m²
Wh4	= 102.883 + 0.539 × 19.000 × 0.500	= 108.00 kN/m²
Wh5	= 108.000 + 0.517 × 19.000 × 0.500	= 112.91 kN/m²
Wh6	= 112.912 + 1.056 × 19.000 × 0.500	= 122.94 kN/m²
Wh7	= 122.943 + 1.056 × 19.000 × 0.500	= 132.97 kN/m²
Wh8	= 132.972 + 1.056 × 19.000 × 0.500	= 143.00 kN/m²
Wh9	= 143.001 + 1.056 × 19.000 × 0.500	= 153.03 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.800 × 23.000 + 0.200 × 19.000 + 7.550 × = 48.85 kN/m²
Wh2 = 48.850 + 1.056 × 10.000 × 0.500 = 54.13 kN/m²
Wh3 = 54.129 + 1.056 × 10.000 × 0.500 = 59.41 kN/m²
Wh4 = 59.407 + 0.539 × 10.000 × 0.500 = 62.10 kN/m²
Wh5 = 62.100 + 0.517 × 10.000 × 0.500 = 64.69 kN/m²
Wh6 = 64.686 + 1.056 × 10.000 × 0.500 = 69.96 kN/m²
Wh7 = 69.964 + 1.056 × 10.000 × 0.500 = 75.24 kN/m²
Wh8 = 75.243 + 1.056 × 10.000 × 0.500 = 80.52 kN/m²
Wh9 = 80.521 + 1.056 × 10.000 × 0.500 = 85.80 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 6.850 × 10.000 = 68.50 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 7.550 × 10.000 = 75.50 kN/m²
Ww3 = 75.500 + 1.056 × 10.000 = 86.06 kN/m²
Ww4 = 86.057 + 1.056 × 10.000 = 96.61 kN/m²
Ww5 = 96.614 + 0.539 × 10.000 = 102.00 kN/m²
Ww6 = 102.000 + 0.517 × 10.000 = 107.17 kN/m²
Ww7 = 107.171 + 1.056 × 10.000 = 117.73 kN/m²
Ww8 = 117.729 + 1.056 × 10.000 = 128.29 kN/m²
Ww9 = 128.286 + 1.056 × 10.000 = 138.84 kN/m²
Ww10 = 138.843 + 1.056 × 10.000 = 149.40 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww11 = (7.850 + 8.840 - 1.000) × 10.000 = 156.90 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
실트질 자갈	1.765	115.400	92.300	20.000	0.061	0.076
점토	8.700	136.800	109.400	20.000	0.254	0.318
실트질 자갈	3.100	294.700	235.800	20.000	0.042	0.053
풍화암	7.000	294.700	235.800	20.000	0.095	0.119
풍화암	9.435	294.700	235.800	20.000	0.128	0.160
계					0.580	0.726

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.580 = 0.725	1.25 Tg' = 1.25 × 0.726 = 0.908

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

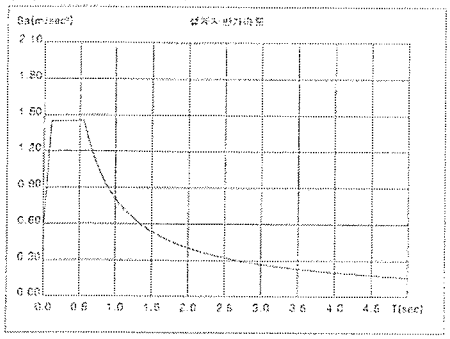
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.111 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.816 m/s²

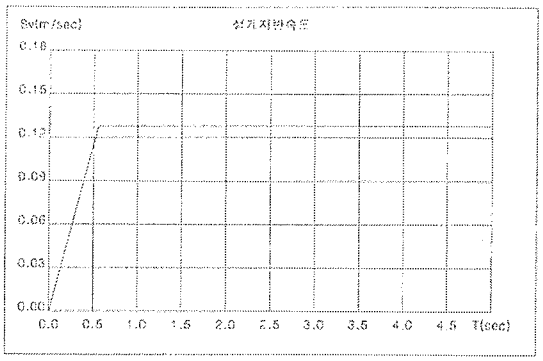
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.725 / 2π × 1.111 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.908 / 2π × 1.816 = 0.262 m/s

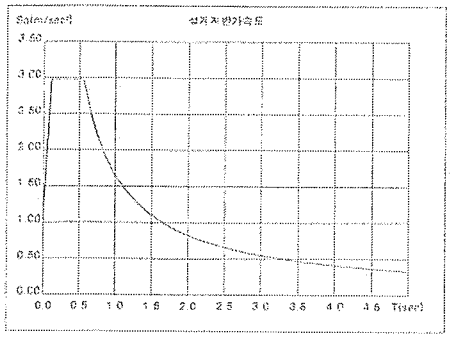
6) 설계응답 응답스펙트럼

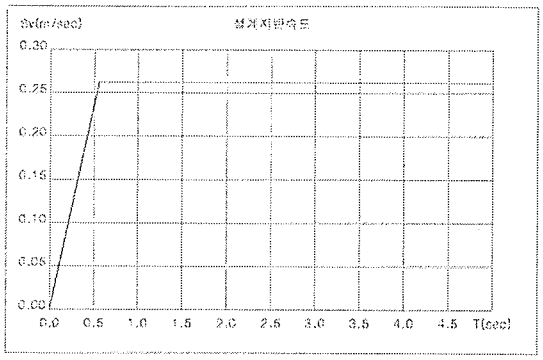
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 8.550 m
- 하부슬래브 EL. = 15.940 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.725 \times \cos(\pi \times 8.550 / (2 \times 30.000)) = 0.016952$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.725 \times \cos(\pi \times 15.940 / (2 \times 30.000)) = 0.012627$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.908 \times \cos(\pi \times 8.550 / (2 \times 30.000)) = 0.043457$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.908 \times \cos(\pi \times 15.940 / (2 \times 30.000)) = 0.032370$

$Po = Ksb.top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 8118.160 \times (0.016952 - 0.012627)$ $= 35.111\ kN/m^2$	$Po = 5191.810 \times (0.043457 - 0.032370)$ $= 57.562\ kN/m^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
8.550	56311.510	0.016952	0.004325	243.547
9.606	56311.510	0.016476	0.003849	216.743
10.661	261329.820	0.015951	0.003324	868.660
11.200	261329.820	0.015663	0.003036	793.397
11.717	261329.820	0.015376	0.002749	718.396
12.773	261329.820	0.014754	0.002127	555.849
13.829	261329.820	0.014087	0.001460	381.542
14.884	261329.820	0.013378	0.000751	196.259
15.940	261329.820	0.012627	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
8.550	36012.920	0.043457	0.011087	399.275
9.606	36012.920	0.042238	0.009868	355.375
10.661	167308.060	0.040890	0.008520	1425.465
11.200	167308.060	0.040153	0.007783	1302.159
11.717	167308.060	0.039417	0.007047	1179.020
12.773	167308.060	0.037822	0.005452	912.164
13.829	167308.060	0.036113	0.003743	626.234
14.884	167308.060	0.034294	0.001924	321.901
15.940	167308.060	0.032370	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

$Vu = Gd \times Uh1,\ Vb = Gd \times Uh2,\ Vs = (Vu + Vb) / 2$

$Uh1 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zu/(2 \times H))$

$Uh2 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zb/(2 \times H))$

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	$38153.000 \times 0.000391 = 14.920$	$24400.000 \times 0.001002 = 24.450$
Vb	$177060.000 \times 0.000703 = 124.470$	$113357.000 \times 0.001803 = 204.380$
Vs	$(14.920 + 124.470) / 2 = 69.700$	$(24.450 + 204.380) / 2 = 114.420$

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.400×25.000×0.074×(1 - 0.015×7.800) = 2.287	fu = 1.400×25.000×0.182×(1 - 0.015×7.800) = 5.625

② 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.500×25.000×0.074×(1 - 0.015×15.190) = 2.143	fb = 1.500×25.000×0.182×(1 - 0.015×15.190) = 5.270

③ 중간슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.300×25.000×0.074×(1 - 0.015×8.840) = 0.496	fb = 0.300×25.000×0.182×(1 - 0.015×8.840) = 1.220

④ 중간벽체

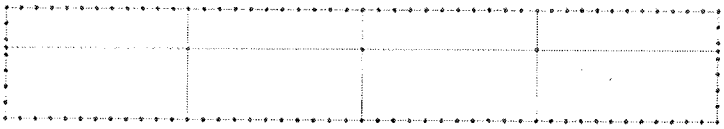
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu1 = (0.500×1.200×25.000×0.074×(1-0.015×7.800))/2.760 = 0.355	fu1 = (0.500×1.200×25.000×0.182×(1-0.015×7.800))/2.760 = 0.873
fb1 = (0.500×1.200×25.000×0.074 ×(1-0.015×15.190))/2.760 = 0.311	fb1 = (0.500×1.200×25.000×0.182 ×(1-0.015×15.190))/2.760 = 0.764
fu2 = 0.500×25.000×0.074×(1-0.015×7.800) = 0.355	fu2 = 0.500×25.000×0.182×(1-0.015×7.800) = 0.873
fb2 = 0.500×25.000×0.074×(1-0.015×15.190) = 0.311	fb2 = 0.500×25.000×0.182×(1-0.015×15.190) = 0.764
fu3 = (0.500×1.200×25.000×0.074×(1-0.015×7.800))/2.760 = 0.355	fu3 = (0.500×1.200×25.000×0.182×(1-0.015×7.800))/2.760 = 0.873
fb3 = (0.500×1.200×25.000×0.074 ×(1-0.015×15.190))/2.760 = 0.311	fb3 = (0.500×1.200×25.000×0.182 ×(1-0.015×15.190))/2.760 = 0.764
fu1 = 0.500×25.000×0.074×(1-0.015×7.800) = 0.355	fu1 = 0.500×25.000×0.182×(1-0.015×7.800) = 0.873
fb1 = 0.500×25.000×0.074×(1-0.015×15.190) = 0.311	fb1 = 0.500×25.000×0.182×(1-0.015×15.190) = 0.764
fu2 = 0.500×25.000×0.074×(1-0.015×7.800) = 0.355	fu2 = 0.500×25.000×0.182×(1-0.015×7.800) = 0.873
fb2 = 0.500×25.000×0.074×(1-0.015×15.190) = 0.311	fb2 = 0.500×25.000×0.182×(1-0.015×15.190) = 0.764
fu3 = 0.500×25.000×0.074×(1-0.015×7.800) = 0.355	fu3 = 0.500×25.000×0.182×(1-0.015×7.800) = 0.873
fb3 = 0.500×25.000×0.074×(1-0.015×15.190) = 0.311	fb3 = 0.500×25.000×0.182×(1-0.015×15.190) = 0.764

⑤ 측벽

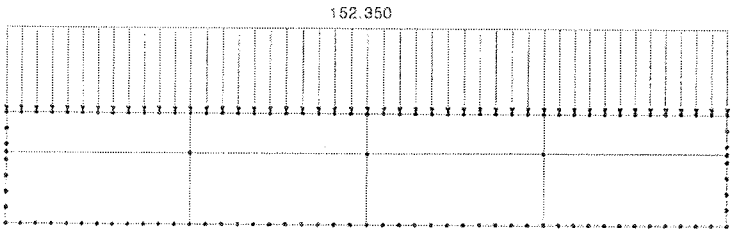
기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
f1 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×7.800) = 2.287	f1 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×7.800) = 5.625
f2 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×8.856) = 2.246	f2 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×8.856) = 5.524
f3 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×9.911) = 2.205	f3 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×9.911) = 5.423
f4 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×10.450) = 2.184	f4 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×10.450) = 5.372
f5 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×10.967) = 2.164	f5 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×10.967) = 5.322
f6 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×12.023) = 2.123	f6 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×12.023) = 5.221
f7 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×13.079) = 2.082	f7 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×13.079) = 5.120
f8 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×14.134) = 2.041	f8 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×14.134) = 5.019
f9 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×15.190) = 2.000	f9 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×15.190) = 4.919

10. 하 중 재 하 (상시)

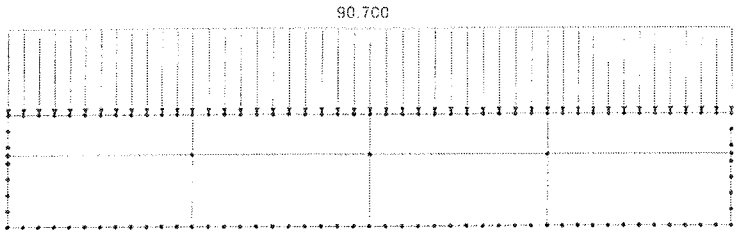
1) CASE1 - 구체자중(SW)



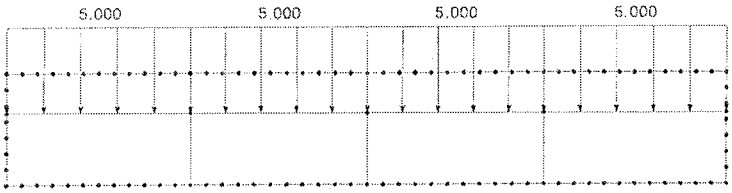
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



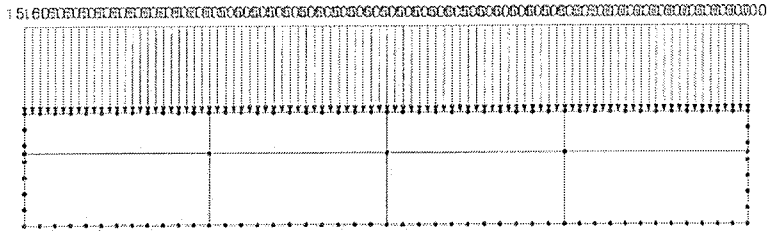
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



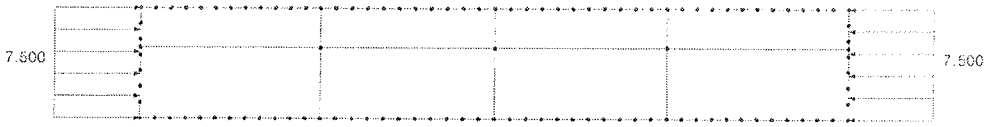
4) CASE4 - 풍도하중(PD)



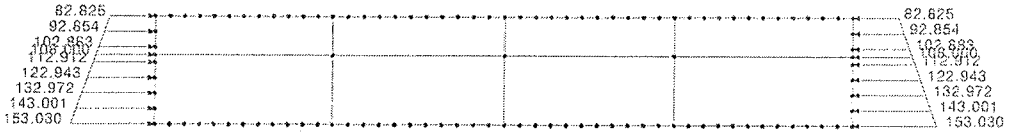
5) CASE5 - 만재활하중(LIVEFU)



6) CASE6 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



7) CASE7 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



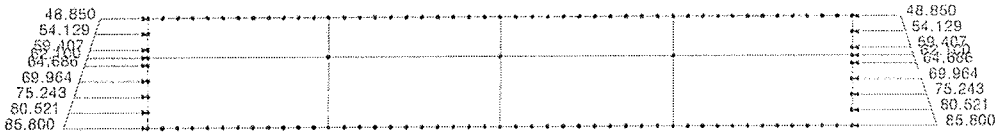
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



10) CASE10 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



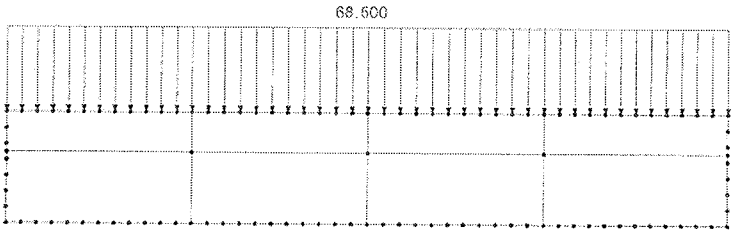
11) CASE11 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



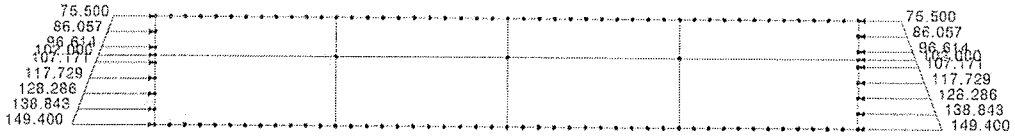
12) CASE12 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



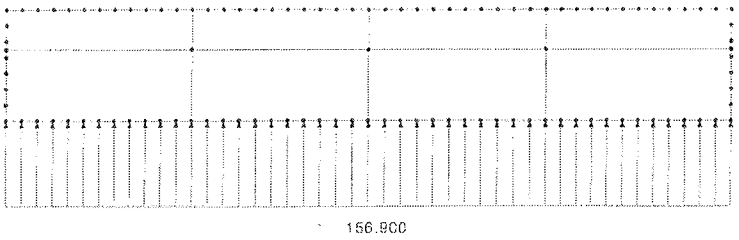
13) CASE13 - 연직수압(WATERV)



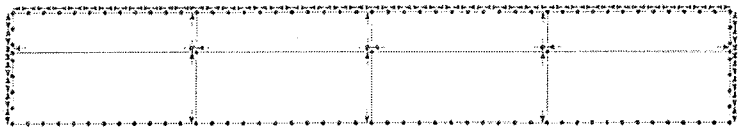
14) CASE14 - 수평수압(WATERH)



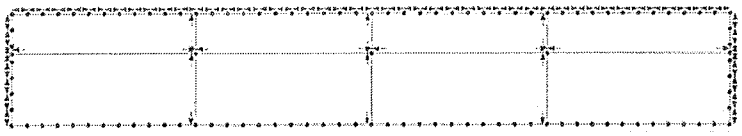
15) CASE15 - 부력(BUOYANCY)



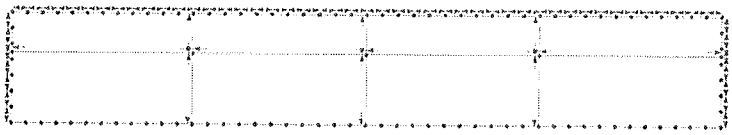
16) CASE16 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



17) CASE17 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

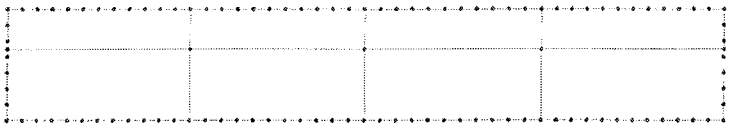


18) CASE18 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

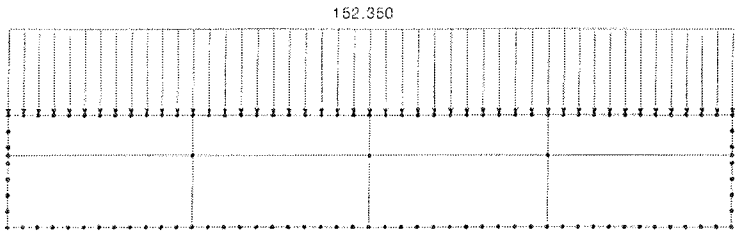


11. 하중 재하 (기능수행)

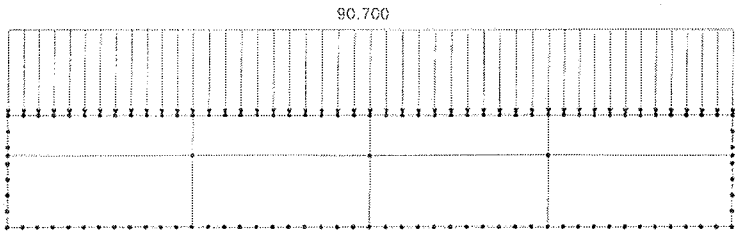
1) CASE1 - 구체자중(SW)



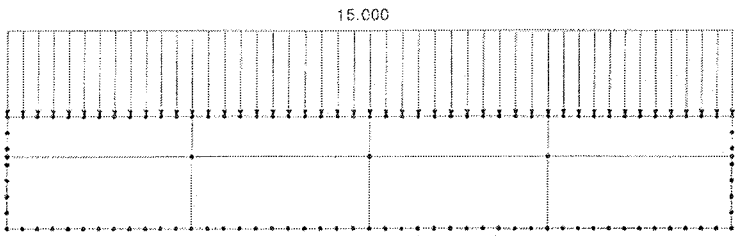
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



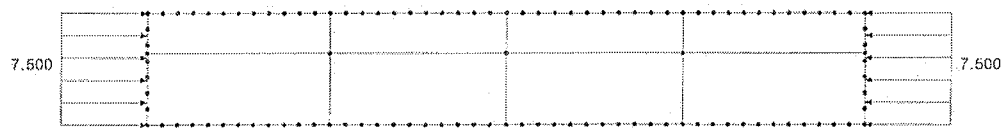
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



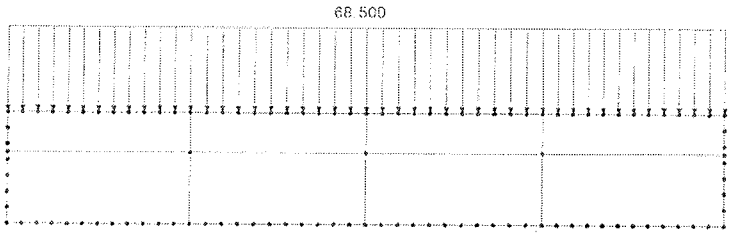
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



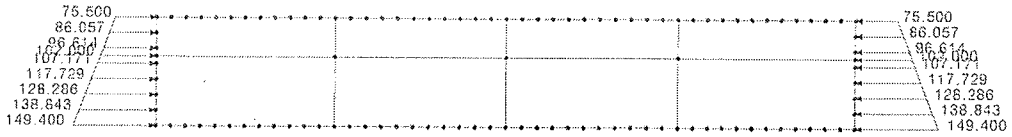
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



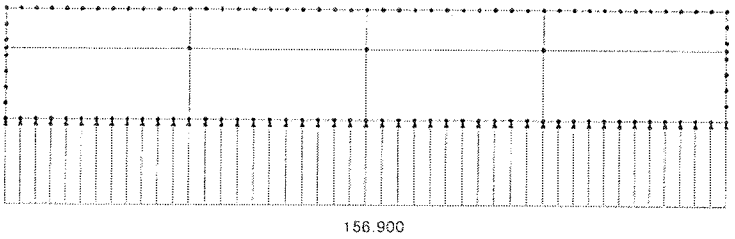
6) CASE6 - 연직수압(WATERV)



7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

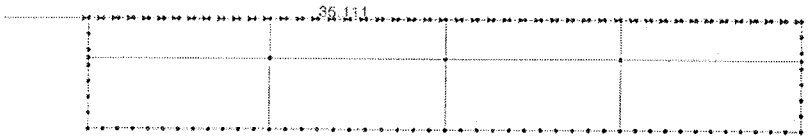


8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

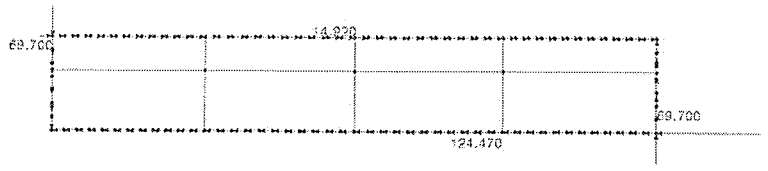
9) CASE9 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



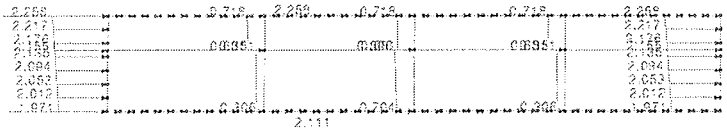
10) CASE10 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



11) CASE11 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

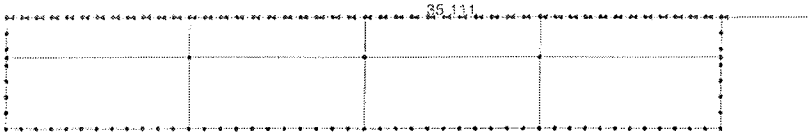


12) CASE12 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

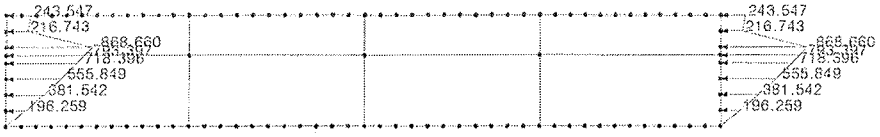


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

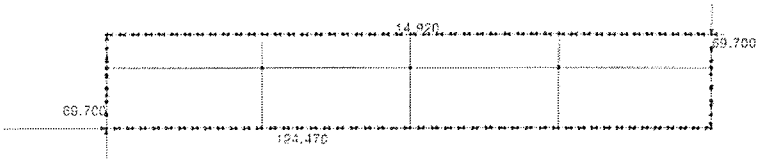
13) CASE13 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



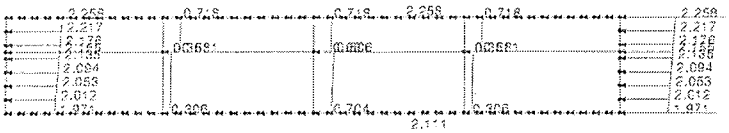
14) CASE14 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



15) CASE15 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

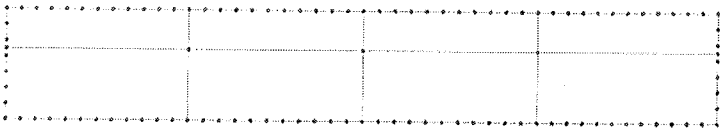


16) CASE16 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

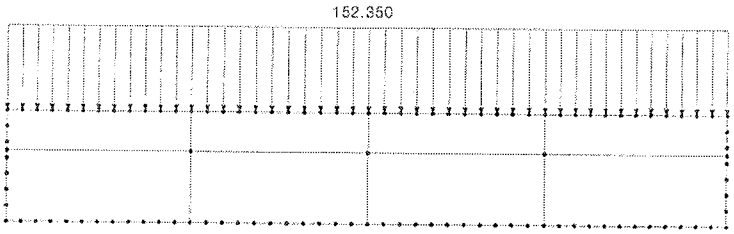


12. 하중 재하 (붕괴방지)

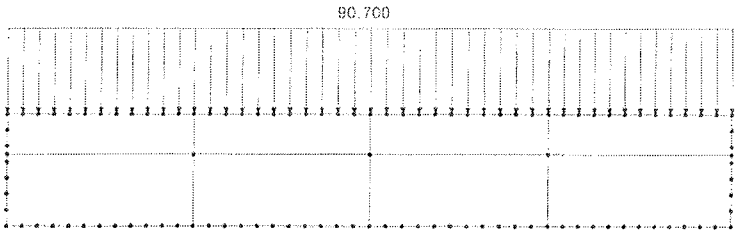
1) CASE1 - 구체자중(SW)



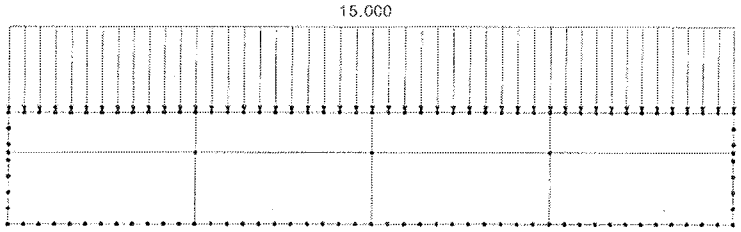
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



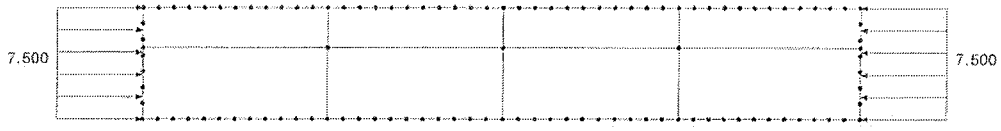
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



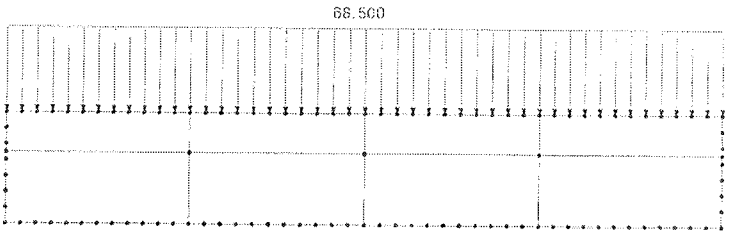
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



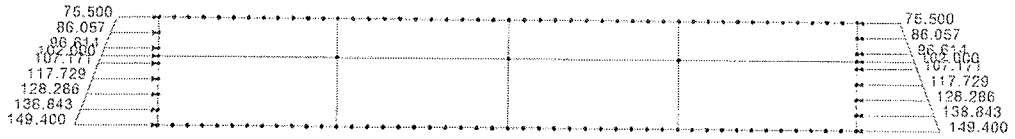
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



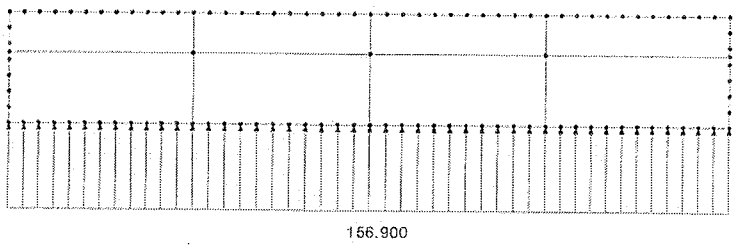
6) CASE6 - 연직수압(WATERV)



7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

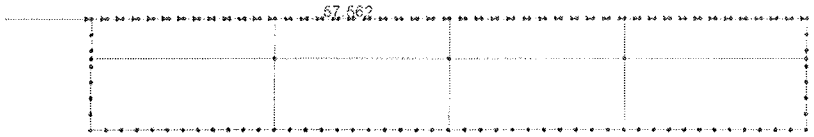


8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

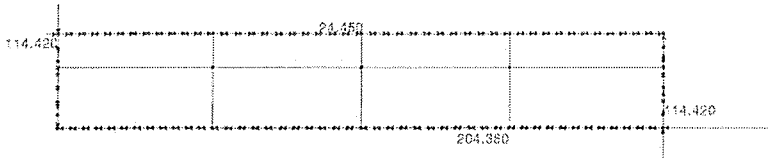
9) CASE9 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



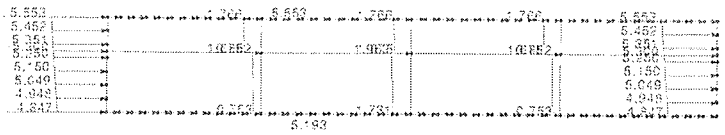
10) CASE10 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



11) CASE11 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

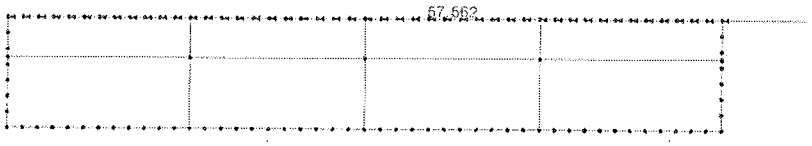


12) CASE12 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

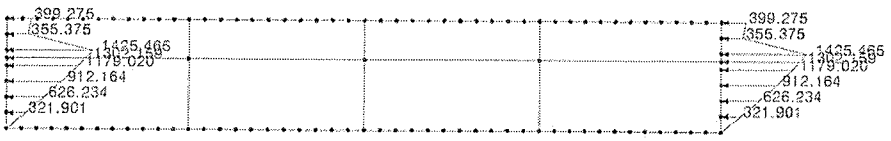


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

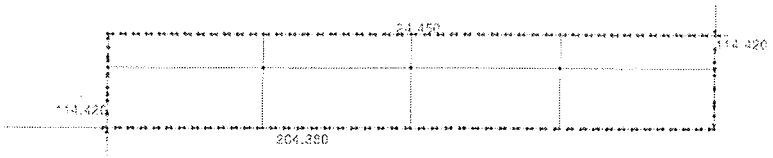
13) CASE13 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



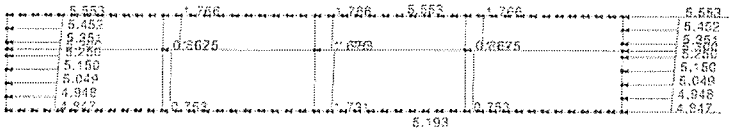
14) CASE14 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



15) CASE15 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



16) CASE16 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.875, h = 7.850 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	1.400	●
LC7	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	1.400	●
LC8	0.900	0.900		1.600		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	●

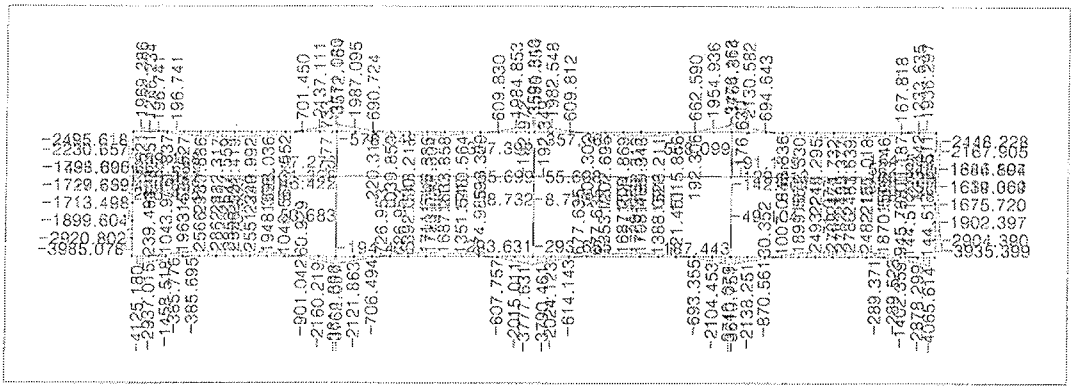
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.400	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.400	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.400	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.400	●

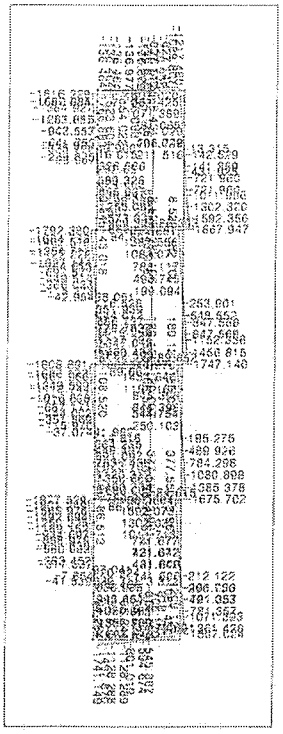
14. 단면력정리

14.1 상시

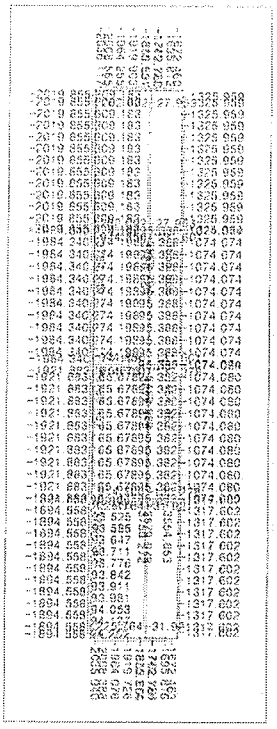
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



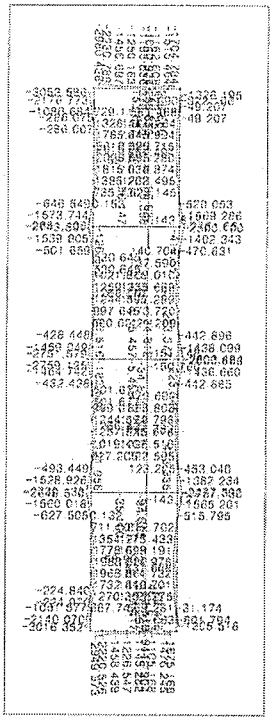
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



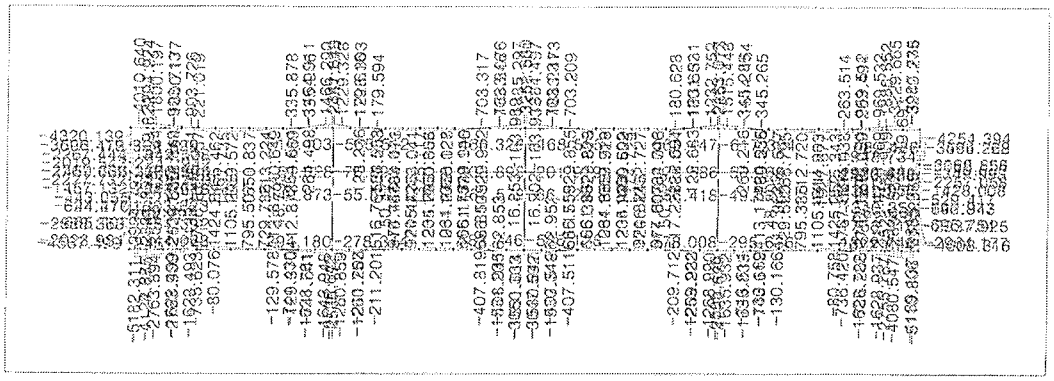
5) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1969.4	1073.7	1326.0	1326.2	1000.0	1566.7	
		중앙부	2	2513.7	141.4	1326.0	1846.5	1000.0	1400.0	
		우측	3	3771.1	1434.7	1326.0	2761.7	1000.0	1566.7	
	2 경간	좌측	4	3512.2	1244.5	1074.1	2500.1	1000.0	1566.7	
		중앙부	5	1747.3	125.5	1074.1	1257.1	1000.0	1400.0	
		우측	6	3594.8	1313.9	1074.1	2603.5	1000.0	1566.7	
	3 경간	좌측	7	3590.4	1311.6	1074.1	2600.7	1000.0	1566.7	
		중앙부	8	1732.3	121.6	1074.1	1247.8	1000.0	1400.0	
		우측	9	3476.2	1242.5	1074.1	2477.6	1000.0	1566.7	
	4 경간	좌측	10	3764.8	1434.3	1317.6	2757.7	1000.0	1566.7	
		중앙부	11	2485.3	142.0	1317.6	1832.8	1000.0	1400.0	
		우측	12	1936.3	1073.8	1317.6	1305.5	1000.0	1566.7	
하부 슬래브	1 경간	좌측	13	4125.2	1237.8	2019.9	3053.6	1000.0	1500.0	
		중앙부	14	0.0	1166.1	2019.9	0.0	1000.0	1500.0	
		우측	15	3614.9	1507.7	2019.9	2651.1	1000.0	1566.7	
	2 경간	좌측	16	3762.1	1366.4	1984.3	2743.9	1000.0	1566.7	
		중앙부	17	1687.2	374.8	1984.3	1244.6	1000.0	1500.0	
		우측	18	3777.6	1362.9	1984.3	2751.6	1000.0	1500.0	
	3 경간	좌측	19	3790.5	1364.7	1921.9	2759.1	1000.0	1500.0	
		중앙부	20	1687.2	374.7	1921.9	1244.6	1000.0	1500.0	
		우측	21	3740.1	1363.6	1921.9	2730.1	1000.0	1566.7	
	4 경간	좌측	22	3610.8	1499.2	1894.6	2648.5	1000.0	1566.7	
		중앙부	23	0.0	1162.7	1894.6	0.0	1000.0	1500.0	
		우측	24	4065.6	1234.4	1894.6	3016.4	1000.0	1500.0	
중간 슬래브	1 경간	좌측	25	143.8	80.0	1262.1	115.2	1000.0	466.7	
		중앙부	26	70.8	8.3	1262.1	58.8	1000.0	300.0	
		우측	27	177.7	86.3	1262.1	143.8	1000.0	466.7	
	2 경간	좌측	28	167.2	84.8	944.9	130.4	1000.0	466.7	
		중앙부	29	73.7	11.9	944.9	61.1	1000.0	300.0	
		우측	30	193.0	89.9	944.9	151.1	1000.0	466.7	
	3 경간	좌측	31	192.3	89.7	914.7	150.8	1000.0	466.7	
		중앙부	32	74.0	11.7	914.7	61.3	1000.0	300.0	
		우측	33	165.8	84.6	914.7	129.5	1000.0	466.7	
	4 경간	좌측	34	176.6	86.0	1225.8	143.1	1000.0	466.7	
		중앙부	35	71.1	8.0	1225.8	58.9	1000.0	300.0	
		우측	36	142.3	79.7	1225.8	114.3	1000.0	466.7	
좌측 벽체	1 층	상부	37	1727.7	820.7	1853.8	1186.8	1000.0	1566.7	
		중앙부	38	0.0	979.1	2036.1	0.0	1000.0	1400.0	
		하부	39	3985.1	1174.8	2036.1	2980.4	1000.0	1400.0	
	2 층	상부	40	2495.6	968.7	1672.5	1704.8	1000.0	1566.7	
		중앙부	41	259.2	827.1	1740.1	228.7	1000.0	1400.0	
		하부	42	1491.6	792.8	1762.8	1010.9	1000.0	1400.0	

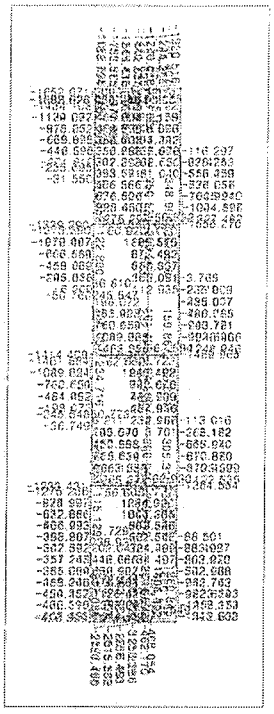
우측벽체	1층	상부	43	1619.0	775.6	1853.7	1118.9	1000.0	1566.7	
		중앙부	44	0.0	956.9	2035.9	0.0	1000.0	1400.0	
		하부	45	3935.4	1149.3	2035.9	2949.4	1000.0	1400.0	
	2층	상부	46	2448.2	946.4	1672.5	1675.2	1000.0	1566.7	
		중앙부	47	164.5	946.4	1740.1	169.4	1000.0	1400.0	
		하부	48	1384.8	782.5	1762.8	944.2	1000.0	1400.0	
중간벽체	2층	1련 상부	49	578.0	382.1	3555.7	419.6	1000.0	500.0	
		1련 중앙부	50	104.4	382.1	3555.7	0.0	1000.0	500.0	
		1련 하부	51	0.0	382.1	3580.8	0.0	1000.0	500.0	
	1층	2련 상부	52	109.5	108.5	3677.3	68.5	1000.0	500.0	
		2련 중앙부	53	192.8	108.5	3719.1	120.5	1000.0	500.0	
		2련 하부	54	293.7	108.5	3733.0	183.5	1000.0	500.0	
	2층	2련 상부	55	357.4	180.1	3464.5	223.3	1000.0	500.0	
		2련 중앙부	56	357.4	180.1	3464.5	223.4	1000.0	500.0	
		2련 하부	57	55.7	180.1	3489.6	34.8	1000.0	500.0	
		3련 상부	58	94.4	377.6	3554.9	0.0	1000.0	500.0	
		3련 중앙부	59	568.1	377.6	3554.9	413.3	1000.0	500.0	
		3련 하부	60	129.0	377.6	3580.0	94.6	1000.0	500.0	

14.2 지진시(기능수행)

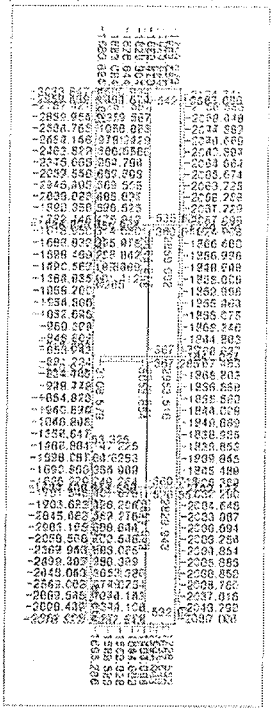
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



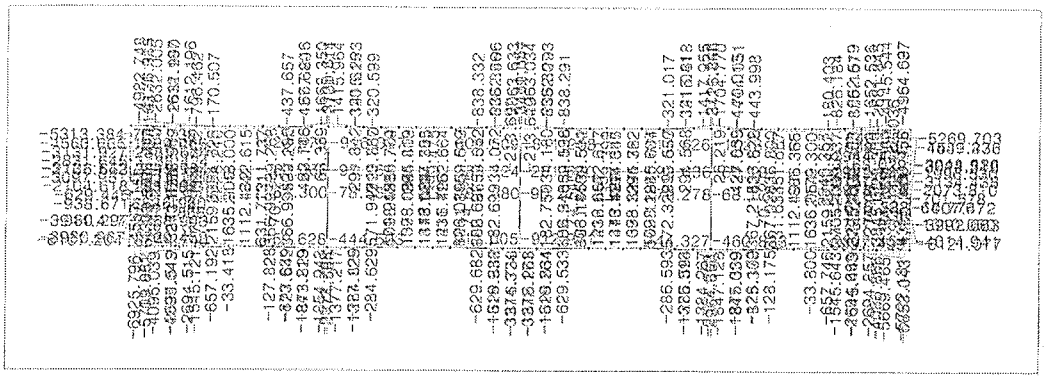
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	4010.6	1273.0	2124.7	1000.0	1566.7	
		중앙부	2	1889.2	395.4	2085.8	1000.0	1400.0	
		우측	3	2841.8	1114.0	2126.9	1000.0	1566.7	
	2 경간	좌측	4	2467.1	1002.6	1773.2	1000.0	1566.7	
		중앙부	5	1396.3	49.8	1772.3	1000.0	1400.0	
		우측	6	3261.6	1127.8	1842.2	1000.0	1566.7	
	3 경간	좌측	7	3258.5	1127.4	1841.0	1000.0	1566.7	
		중앙부	8	1395.9	49.8	1762.0	1000.0	1400.0	
		우측	9	2483.0	1004.6	1750.1	1000.0	1566.7	
	4 경간	좌측	10	2851.2	1153.9	2102.1	1000.0	1566.7	
		중앙부	11	1907.9	442.0	2050.3	1000.0	1400.0	
		우측	12	3987.7	1219.3	2080.1	1000.0	1566.7	
하부 슬래브	1 경간	좌측	13	5182.3	1138.2	3033.8	1000.0	1500.0	
		중앙부	14	2994.8	1156.7	3033.8	1000.0	1500.0	
		우측	15	2736.6	912.5	1624.3	1000.0	1566.7	
	2 경간	좌측	16	2585.2	998.8	1786.8	1000.0	1566.7	
		중앙부	17	1234.2	245.5	1155.2	1000.0	1500.0	
		우측	18	3050.3	1068.7	853.2	1000.0	1500.0	
	3 경간	좌측	19	3047.6	1068.4	881.2	1000.0	1500.0	
		중앙부	20	1234.7	245.5	1141.4	1000.0	1500.0	
		우측	21	2585.4	992.9	1793.2	1000.0	1566.7	
	4 경간	좌측	22	2728.6	908.1	1632.4	1000.0	1566.7	
		중앙부	23	3136.0	1149.0	3078.3	1000.0	1500.0	
		우측	24	5110.8	1130.6	3078.3	1000.0	1500.0	

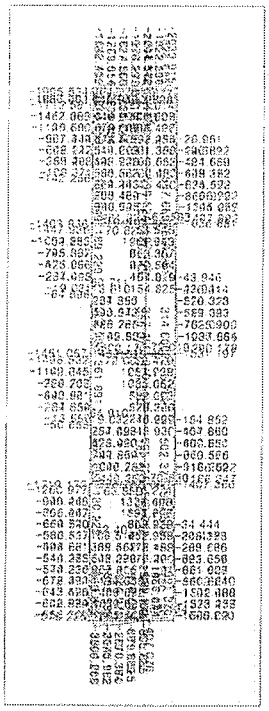
중간 슬래브	1 경간	좌측	25	149.8	60.6	542.2	1000.0	466.7	
		중앙부	26	43.4	13.8	538.9	1000.0	300.0	
		우측	27	136.4	56.8	535.6	1000.0	466.7	
	2 경간	좌측	28	153.0	60.9	360.6	1000.0	466.7	
		중앙부	29	42.1	15.8	363.9	1000.0	300.0	
		우측	30	164.0	62.6	367.2	1000.0	466.7	
	3 경간	좌측	31	163.9	62.6	367.3	1000.0	466.7	
		중앙부	32	42.1	15.8	364.0	1000.0	300.0	
		우측	33	153.0	60.9	360.7	1000.0	466.7	
	4 경간	좌측	34	136.2	56.8	526.4	1000.0	466.7	
		중앙부	35	43.5	13.7	529.6	1000.0	300.0	
		우측	36	149.7	60.5	532.9	1000.0	466.7	
좌측 벽체	1 층	상부	37	2227.7	1341.6	1756.4	1000.0	1566.7	
		중앙부	38	2451.2	1577.4	1780.7	1000.0	1400.0	
		하부	39	4567.5	2012.5	1780.7	1000.0	1400.0	
	2 층	상부	40	4320.1	1235.4	1759.1	1000.0	1566.7	
		중앙부	41	1842.5	1744.2	1815.6	1000.0	1400.0	
		하부	42	2019.5	1174.4	1737.7	1000.0	1400.0	
우측 벽체	1 층	상부	43	2257.1	1229.1	1611.2	1000.0	1566.7	
		중앙부	44	2622.1	1675.0	1697.3	1000.0	1400.0	
		하부	45	4608.3	2050.5	1697.3	1000.0	1400.0	
	2 층	상부	46	4254.4	1416.3	1728.6	1000.0	1566.7	
		중앙부	47	1948.7	1416.3	1633.8	1000.0	1400.0	
		하부	48	2089.1	848.6	1569.3	1000.0	1400.0	
중간 벽체	2 층	1련 상부	49	565.5	349.9	2859.1	1000.0	500.0	
		1련 중앙부	50	617.4	348.9	2859.1	1000.0	500.0	
		1련 하부	51	76.9	349.1	2884.2	1000.0	500.0	
	1 층	2련 상부	52	281.0	232.3	3052.9	1000.0	500.0	
		2련 중앙부	53	366.2	235.1	3094.6	1000.0	500.0	
		2련 하부	54	586.1	235.5	3108.6	1000.0	500.0	
	2 층	2련 상부	55	468.6	162.8	2953.5	1000.0	500.0	
		2련 중앙부	56	466.3	162.7	2953.5	1000.0	500.0	
		2련 하부	57	201.9	163.8	2978.6	1000.0	500.0	
		3련 상부	58	617.3	349.0	2829.9	1000.0	500.0	
		3련 중앙부	59	563.4	348.8	2829.9	1000.0	500.0	
		3련 하부	60	51.0	349.9	2855.1	1000.0	500.0	

14.3 지진시(붕괴방지)

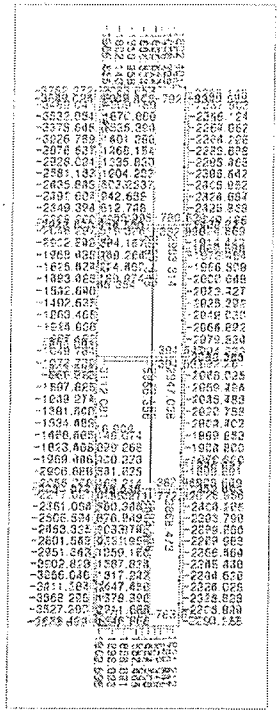
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중				B	H	비고
				모멘트	응답계수	전단력	축력			
				kN.m	kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	4982.7	1660.9	1374.9	2285.1	1000.0	1566.7	
		중앙부	2	2228.2	742.7	531.1	2307.7	1000.0	1400.0	
		우측	3	3120.6	1040.2	1214.1	2432.7	1000.0	1566.7	
	2 경간	좌측	4	2701.4	900.5	1046.1	1968.9	1000.0	1566.7	
		중앙부	5	1402.0	467.3	91.7	1944.5	1000.0	1400.0	
		우측	6	3481.4	1160.5	1169.2	2082.4	1000.0	1566.7	
	3 경간	좌측	7	3479.0	1159.7	1168.9	2080.3	1000.0	1566.7	
		중앙부	8	1401.9	467.3	91.6	1935.5	1000.0	1400.0	
		우측	9	2711.2	903.7	1047.4	1952.7	1000.0	1566.7	
	4 경간	좌측	10	3126.9	1042.3	1244.4	2412.5	1000.0	1566.7	
		중앙부	11	2240.4	746.8	560.9	2279.4	1000.0	1400.0	
		우측	12	4964.7	1654.9	1339.4	2250.1	1000.0	1566.7	
하부 슬래브	1 경간	좌측	13	6925.8	2308.6	1421.2	3782.4	1000.0	1500.0	
		중앙부	14	4567.1	1522.4	1439.7	3782.4	1000.0	1500.0	
		우측	15	2972.8	990.9	970.0	2023.2	1000.0	1566.7	
	2 경간	좌측	16	2774.6	924.9	1081.6	2243.5	1000.0	1566.7	
		중앙부	17	1416.4	472.1	284.9	1402.7	1000.0	1500.0	
		우측	18	3374.4	1124.8	1129.3	1049.8	1000.0	1500.0	
	3 경간	좌측	19	3372.2	1124.1	1129.0	1073.7	1000.0	1500.0	
		중앙부	20	1416.7	472.2	284.8	1391.5	1000.0	1500.0	
		우측	21	2774.2	924.7	1076.1	2250.6	1000.0	1566.7	
	4 경간	좌측	22	2964.7	988.2	974.3	2032.0	1000.0	1566.7	
		중앙부	23	4700.2	1566.7	1432.5	3823.7	1000.0	1500.0	
		우측	24	6853.0	2284.3	1414.0	3823.7	1000.0	1500.0	

중간 슬래브	1 경간	좌측	25	187.2	62.4	68.2	792.2	1000.0	466.7	
		중앙부	26	45.5	15.2	21.4	786.4	1000.0	300.0	
		우측	27	173.3	57.8	63.6	780.6	1000.0	466.7	
	2 경간	좌측	28	204.1	68.0	70.8	383.0	1000.0	466.7	
		중앙부	29	42.5	14.2	25.2	388.8	1000.0	300.0	
		우측	30	213.7	71.2	72.0	394.5	1000.0	466.7	
	3 경간	좌측	31	213.6	71.2	72.0	394.5	1000.0	466.7	
		중앙부	32	42.5	14.2	25.2	388.8	1000.0	300.0	
		우측	33	204.2	68.1	70.8	383.0	1000.0	466.7	
	4 경간	좌측	34	173.2	57.7	63.6	772.3	1000.0	466.7	
		중앙부	35	45.6	15.2	21.3	778.1	1000.0	300.0	
		우측	36	187.0	62.3	68.1	783.9	1000.0	466.7	
좌측 벽체	1 층	상부	37	3098.0	1032.7	1860.4	1866.8	1000.0	1566.7	
		중앙부	38	3844.7	1281.6	2180.1	1969.4	1000.0	1400.0	
		하부	39	6107.2	2035.7	2679.6	1969.4	1000.0	1400.0	
	2 층	상부	40	5313.4	1771.1	1320.2	1802.4	1000.0	1566.7	
		중앙부	41	2835.6	945.2	1922.3	1738.7	1000.0	1400.0	
		하부	42	2831.6	943.9	1110.8	1709.8	1000.0	1400.0	
우측 벽체	1 층	상부	43	3134.4	1044.8	1760.3	1603.6	1000.0	1566.7	
		중앙부	44	3997.5	1332.5	2274.6	1912.5	1000.0	1400.0	
		하부	45	6121.1	2040.4	2710.7	1912.5	1000.0	1400.0	
	2 층	상부	46	5269.7	1756.6	1476.8	1831.2	1000.0	1566.7	
		중앙부	47	2944.4	981.5	1476.8	1646.1	1000.0	1400.0	
		하부	48	2914.5	971.5	765.3	1561.4	1000.0	1400.0	
중간 벽체	2 층	1련 상부	49	916.3	305.4	589.5	2903.3	1000.0	500.0	
		1련 중앙부	50	1023.6	341.2	587.7	2903.3	1000.0	500.0	
		1련 하부	51	97.3	32.4	588.1	2928.4	1000.0	500.0	
	1 층	2련 상부	52	420.8	140.3	356.4	3056.4	1000.0	500.0	
		2련 중앙부	53	575.7	191.9	361.3	3098.2	1000.0	500.0	
		2련 하부	54	913.0	304.3	362.0	3112.1	1000.0	500.0	
	2 층	2련 상부	55	811.3	270.4	317.0	2947.0	1000.0	500.0	
		2련 중앙부	56	809.5	269.8	316.7	2947.0	1000.0	500.0	
		2련 하부	57	281.7	93.9	318.6	2972.2	1000.0	500.0	
		3련 상부	58	1023.5	341.2	587.8	2868.5	1000.0	500.0	
		3련 중앙부	59	914.5	304.8	587.5	2868.5	1000.0	500.0	
		3련 하부	60	60.2	20.1	589.4	2893.6	1000.0	500.0	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				20	30	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-1969.39	-	-1660.92	-4010.64	-4010.64	
		중앙부	2	2513.74	-	742.74	1889.15	2513.74	
		우측	3	-3771.08	-	-1040.20	-2841.84	-3771.08	
	2 경간	좌측	4	-3512.16	-	-900.47	-2467.08	-3512.16	
		중앙부	5	1747.30	-	467.32	1396.30	1747.30	
		우측	6	-3594.84	-	-1160.45	-3261.56	-3594.84	
	3 경간	좌측	7	-3590.35	-	-1159.68	-3258.53	-3590.35	
		중앙부	8	1732.31	-	467.29	1395.93	1732.31	
		우측	9	-3476.17	-	-903.75	-2483.02	-3476.17	
	4 경간	좌측	10	-3764.81	-	-1042.29	-2851.17	-3764.81	
		중앙부	11	2485.31	-	746.79	1907.90	2485.31	
		우측	12	-1936.30	-	-1654.90	-3987.74	-3987.74	
하부 슬래브	1 경간	좌측	13	-4125.18	-	-2308.60	-5182.31	-5182.31	
		중앙부	14	-	-	1522.38	2994.80	2994.80	
		우측	15	-3614.90	-	-990.92	-2736.64	-3614.90	
	2 경간	좌측	16	-3762.10	-	-924.86	-2585.17	-3762.10	
		중앙부	17	1687.21	-	472.14	1234.24	1687.21	
		우측	18	-3777.63	-	-1124.79	-3050.33	-3777.63	
	3 경간	좌측	19	-3790.46	-	-1124.06	-3047.59	-3790.46	
		중앙부	20	1687.21	-	472.23	1234.67	1687.21	
		우측	21	-3740.08	-	-924.73	-2585.45	-3740.08	
	4 경간	좌측	22	-3610.75	-	-988.22	-2728.63	-3610.75	
		중앙부	23	-	-	1566.75	3135.97	3135.97	
		우측	24	-4065.61	-	-2284.35	-5110.81	-5110.81	
중간 슬래브	1 경간	좌측	25	-143.84	-	-62.39	-149.83	-149.83	
		중앙부	26	70.84	-	15.18	43.43	70.84	
		우측	27	-177.73	-	-57.78	-136.38	-177.73	
	2 경간	좌측	28	-167.15	-	-68.04	-152.97	-167.15	
		중앙부	29	73.67	-	14.17	42.15	73.67	
		우측	30	-192.97	-	-71.23	-163.99	-192.97	
	3 경간	좌측	31	-192.35	-	-71.22	-163.93	-192.35	
		중앙부	32	74.04	-	14.17	42.14	74.04	
		우측	33	-165.79	-	-68.05	-153.03	-165.79	
	4 경간	좌측	34	-176.63	-	-57.73	-136.22	-176.63	
		중앙부	35	71.08	-	15.19	43.48	71.08	
		우측	36	-142.25	-	-62.35	-149.69	-149.69	
좌측 벽체	1 층	상부	37	-1727.66	-	-1032.65	-2227.73	-2227.73	
		중앙부	38	-	-	1281.58	2451.24	2451.24	
		하부	39	-3985.08	-	-2035.74	-4567.50	-4567.50	
	2 층	상부	40	-2495.62	-	-1771.13	-4320.14	-4320.14	
		중앙부	41	259.17	-	945.21	1842.53	1842.53	
		하부	42	-1491.60	-	-943.88	-2019.54	-2019.54	

우측 벽체	1층	상부	43	-1619.00	-	-1044.81	-2257.06	-2257.06	
		중앙부	44	-	-	1332.50	2622.07	2622.07	
		하부	45	-3935.40	-	-2040.36	-4608.32	-4608.32	
	2층	상부	46	-2448.23	-	-1756.57	-4254.39	-4254.39	
		중앙부	47	164.53	-	981.48	1948.73	1948.73	
		하부	48	-1384.81	-	-971.51	-2089.13	-2089.13	
중간 벽체	2층	1련 상부	49	-578.05	-	-305.44	-565.51	-578.05	
		1련 중앙부	50	104.42	-	341.19	617.40	617.40	
		1련 하부	51	-	-	-32.42	-76.90	-76.90	
	1층	2련 상부	52	-109.52	-	-140.26	-281.04	-281.04	
		2련 중앙부	53	192.84	-	191.89	366.19	366.19	
		2련 하부	54	-293.66	-	-304.32	-586.13	-586.13	
	2층	2련 상부	55	-357.36	-	-270.42	-468.56	-468.56	
		2련 중앙부	56	357.40	-	269.84	466.33	466.33	
		2련 하부	57	-55.70	-	-93.89	-201.92	-201.92	
	2층	3련 상부	58	-94.44	-	-341.17	-617.30	-617.30	
		3련 중앙부	59	568.10	-	304.84	563.45	568.10	
		3련 하부	60	-129.01	-	-20.07	-50.97	-129.01	

2) 전단력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	가능		
상부 슬래브	1경간	좌측	1	1073.70	-	1374.93	1273.04	1374.93	
		중앙부	2	141.38	-	531.13	395.38	531.13	
		우측	3	-1434.65	-	-1214.14	-1113.98	-1434.65	
	2경간	좌측	4	1244.48	-	1046.13	1002.57	1244.48	
		중앙부	5	125.53	-	91.66	49.77	125.53	
		우측	6	-1313.89	-	-1169.20	-1127.82	-1313.89	
	3경간	좌측	7	1311.57	-	1168.93	1127.41	1311.57	
		중앙부	8	-121.59	-	-91.60	-49.76	-121.59	
		우측	9	-1242.46	-	-1047.37	-1004.58	-1242.46	
	4경간	좌측	10	1434.32	-	1244.45	1153.94	1434.32	
		중앙부	11	-142.03	-	-560.87	-442.04	-560.87	
		우측	12	-1073.75	-	-1339.44	-1219.33	-1339.44	
하부 슬래브	1경간	좌측	13	-1237.81	-	-1421.23	-1138.22	-1421.23	
		중앙부	14	-1166.14	-	-1439.69	-1156.68	-1439.69	
		우측	15	1507.70	-	970.02	912.52	1507.70	
	2경간	좌측	16	-1366.42	-	-1081.61	-998.83	-1366.42	
		중앙부	17	374.83	-	284.86	245.55	374.83	
		우측	18	1362.89	-	1129.31	1068.72	1362.89	
	3경간	좌측	19	-1364.70	-	-1128.98	-1068.36	-1364.70	
		중앙부	20	-374.70	-	-284.83	-245.55	-374.70	
		우측	21	1363.63	-	1076.07	992.91	1363.63	
	4경간	좌측	22	-1499.17	-	-974.33	-908.06	-1499.17	
		중앙부	23	1162.66	-	1432.49	1149.04	1432.49	
		우측	24	1234.43	-	1413.99	1130.55	1413.99	

중간 슬래브	1 경간	좌측	25	79.95	-	68.15	60.56	79.95	
		중앙부	26	-8.30	-	21.35	13.76	21.35	
		우측	27	-86.30	-	-63.58	-56.83	-86.30	
	2 경간	좌측	28	84.81	-	70.82	60.92	84.81	
		중앙부	29	-11.85	-	-25.22	-15.79	-25.22	
		우측	30	-89.85	-	-72.02	-62.59	-89.85	
	3 경간	좌측	31	89.66	-	72.01	62.58	89.66	
		중앙부	32	11.66	-	25.21	15.78	25.21	
		우측	33	-84.62	-	-70.83	-60.93	-84.62	
	4 경간	좌측	34	86.04	-	63.56	56.80	86.04	
		중앙부	35	8.05	-	-21.33	-13.75	-21.33	
		우측	36	-79.69	-	-68.13	-60.55	-79.69	
좌측 벽체	1 층	상부	37	820.73	-	-1860.38	-1341.56	-1860.38	
		중앙부	38	979.14	-	2180.11	1577.37	2180.11	
		하부	39	1174.80	-	2679.60	2012.50	2679.60	
	2 층	상부	40	-968.66	-	-1320.22	-1235.41	-1320.22	
		중앙부	41	-827.15	-	-1922.30	-1744.21	-1922.30	
		하부	42	-792.78	-	-1110.79	-1174.38	-1174.38	
우측 벽체	1 층	상부	43	-775.59	-	1760.34	1229.13	1760.34	
		중앙부	44	-956.92	-	-2274.62	-1675.05	-2274.62	
		하부	45	-1149.31	-	-2710.70	-2050.46	-2710.70	
	2 층	상부	46	946.44	-	1476.77	1416.29	1476.77	
		중앙부	47	946.44	-	1476.77	1416.29	1476.77	
		하부	48	782.50	-	765.34	848.56	848.56	
중간 벽체	2 층	1련 상부	49	-382.11	-	589.50	349.95	589.50	
		1련 중앙부	50	-382.11	-	587.67	348.90	587.67	
		1련 하부	51	-382.11	-	588.07	349.13	588.07	
	1 층	2련 상부	52	108.53	-	356.40	232.31	356.40	
		2련 중앙부	53	108.53	-	361.33	235.11	361.33	
		2련 하부	54	108.53	-	362.02	235.50	362.02	
	2 층	2련 상부	55	180.12	-	-317.00	-162.82	-317.00	
		2련 중앙부	56	180.12	-	-316.70	-162.65	-316.70	
		2련 하부	57	180.12	-	-318.64	-163.76	-318.64	
	2 층	3련 상부	58	377.55	-	-587.80	-348.95	-587.80	
		3련 중앙부	59	377.55	-	-587.51	-348.79	-587.51	
		3련 하부	60	377.55	-	-589.44	-349.89	-589.44	

3) 축력

(kN)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-1325.96	-	-2285.15	-2124.74	-2285.15	
		중앙부	2	-1325.96	-	-2307.65	-2085.77	-2307.65	
		우측	3	-1325.96	-	-2432.72	-2126.93	-2432.72	
	2 경간	좌측	4	-1074.07	-	-1968.87	-1773.19	-1968.87	
		중앙부	5	-1074.07	-	-1944.50	-1772.29	-1944.50	
		우측	6	-1074.07	-	-2082.39	-1842.21	-2082.39	
	3 경간	좌측	7	-1074.08	-	-2080.26	-1841.03	-2080.26	
		중앙부	8	-1074.08	-	-1935.49	-1761.97	-1935.49	
		우측	9	-1074.08	-	-1952.67	-1750.14	-1952.67	
	4 경간	좌측	10	-1317.60	-	-2412.49	-2102.13	-2412.49	
		중앙부	11	-1317.60	-	-2279.41	-2050.26	-2279.41	
		우측	12	-1317.60	-	-2250.12	-2080.11	-2250.12	
하부 슬래브	1 경간	좌측	13	-2019.86	-	-3782.37	-3033.85	-3782.37	
		중앙부	14	-2019.86	-	-3782.37	-3033.85	-3782.37	
		우측	15	-2019.86	-	-2023.22	-1624.31	-2023.22	
	2 경간	좌측	16	-1984.34	-	-2243.50	-1786.83	-2243.50	
		중앙부	17	-1984.34	-	-1402.68	-1155.23	-1984.34	
		우측	18	-1984.34	-	-1049.78	-853.24	-1984.34	
	3 경간	좌측	19	-1921.88	-	-1073.73	-881.23	-1921.88	
		중앙부	20	-1921.88	-	-1391.54	-1141.39	-1921.88	
		우측	21	-1921.88	-	-2250.57	-1793.16	-2250.57	
	4 경간	좌측	22	-1894.56	-	-2031.98	-1632.41	-2031.98	
		중앙부	23	-1894.56	-	-3823.68	-3078.32	-3823.68	
		우측	24	-1894.56	-	-3823.68	-3078.32	-3823.68	
중간 슬래브	1 경간	좌측	25	1262.09	-	-792.18	-542.20	1262.09	
		중앙부	26	1262.09	-	-786.41	-538.91	1262.09	
		우측	27	1262.09	-	-780.64	-535.63	1262.09	
	2 경간	좌측	28	944.86	-	-383.00	-360.61	944.86	
		중앙부	29	944.86	-	-388.77	-363.89	944.86	
		우측	30	944.86	-	-394.54	-367.18	944.86	
	3 경간	좌측	31	914.70	-	-394.53	-367.29	914.70	
		중앙부	32	914.70	-	-388.76	-364.00	914.70	
		우측	33	914.70	-	-382.99	-360.72	914.70	
	4 경간	좌측	34	1225.76	-	-772.33	-526.36	1225.76	
		중앙부	35	1225.76	-	-778.10	-529.64	1225.76	
		우측	36	1225.76	-	-783.87	-532.92	1225.76	
좌측 벽체	1 층	상부	37	-1853.84	-	-1866.84	-1756.42	-2008.57	
		중앙부	38	-2036.12	-	-1969.45	-1780.68	-2133.12	
		하부	39	-2036.12	-	-1969.45	-1780.68	-2133.12	
	2 층	상부	40	-1672.46	-	-1802.40	-1759.08	-1802.40	
		중앙부	41	-1740.12	-	-1738.74	-1815.63	-1833.29	
		하부	42	-1762.76	-	-1709.82	-1737.66	-1855.93	

우측 벽체	1층	상부	43	-1853.66	-	-1603.64	-1611.18	-1943.57	
		중앙부	44	-2035.94	-	-1912.51	-1697.28	-2125.85	
		하부	45	-2035.94	-	-1912.51	-1697.28	-2125.85	
	2층	상부	46	-1672.46	-	-1831.21	-1728.55	-1831.21	
		중앙부	47	-1740.13	-	-1646.08	-1633.82	-1826.38	
		하부	48	-1762.76	-	-1561.42	-1569.33	-1849.02	
중간 벽체	2층	1련 상부	49	-3555.67	-	-2903.31	-2859.09	-3555.67	
		1련 중앙부	50	-3555.67	-	-2903.31	-2859.09	-3555.67	
		1련 하부	51	-3580.79	-	-2928.44	-2884.22	-3580.79	
	1층	2련 상부	52	-3677.31	-	-3056.36	-3052.85	-3705.10	
		2련 중앙부	53	-3719.11	-	-3098.15	-3094.65	-3746.89	
		2련 하부	54	-3733.04	-	-3112.08	-3108.58	-3760.82	
	2층	2련 상부	55	-3464.46	-	-2947.04	-2953.52	-3490.94	
		2련 중앙부	56	-3464.46	-	-2947.04	-2953.52	-3490.94	
		2련 하부	57	-3489.59	-	-2972.16	-2978.64	-3516.06	
	2층	3련 상부	58	-3554.85	-	-2868.47	-2829.94	-3554.85	
		3련 중앙부	59	-3554.85	-	-2868.47	-2829.94	-3554.85	
		3련 하부	60	-3579.98	-	-2893.60	-2855.07	-3579.98	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측	1	-1326.20	-	-	-	-1326.20	
		중앙부	2	1846.48	-	-	-	1846.48	
		우측	3	-2761.65	-	-	-	-2761.65	
	2경간	좌측	4	-2500.10	-	-	-	-2500.10	
		중앙부	5	1257.15	-	-	-	1257.15	
		우측	6	-2603.48	-	-	-	-2603.48	
	3경간	좌측	7	-2600.68	-	-	-	-2600.68	
		중앙부	8	1247.78	-	-	-	1247.78	
		우측	9	-2477.59	-	-	-	-2477.59	
	4경간	좌측	10	-2757.73	-	-	-	-2757.73	
		중앙부	11	1832.79	-	-	-	1832.79	
		우측	12	-1305.52	-	-	-	-1305.52	
하부 슬래브	1경간	좌측	13	-3053.59	-	-	-	-3053.59	
		중앙부	14	-	-	-	-	-	
		우측	15	-2651.10	-	-	-	-2651.10	
	2경간	좌측	16	-2743.89	-	-	-	-2743.89	
		중앙부	17	1244.60	-	-	-	1244.60	
		우측	18	-2751.58	-	-	-	-2751.58	
	3경간	좌측	19	-2759.13	-	-	-	-2759.13	
		중앙부	20	1244.59	-	-	-	1244.59	
		우측	21	-2730.13	-	-	-	-2730.13	
	4경간	좌측	22	-2648.51	-	-	-	-2648.51	
		중앙부	23	-	-	-	-	-	
		우측	24	-3016.35	-	-	-	-3016.35	

중간 슬래브	1 경간	좌측	25	-115.18	-	-	-	-115.18	
		중앙부	26	58.75	-	-	-	58.75	
		우측	27	-143.82	-	-	-	-143.82	
	2 경간	좌측	28	-130.40	-	-	-	-130.40	
		중앙부	29	61.08	-	-	-	61.08	
		우측	30	-151.15	-	-	-	-151.15	
	3 경간	좌측	31	-150.76	-	-	-	-150.76	
		중앙부	32	61.31	-	-	-	61.31	
		우측	33	-129.54	-	-	-	-129.54	
	4 경간	좌측	34	-143.13	-	-	-	-143.13	
		중앙부	35	58.90	-	-	-	58.90	
		우측	36	-114.32	-	-	-	-114.32	
좌측 벽체	1 층	상부	37	-1186.81	-	-	-	-1186.81	
		중앙부	38	-	-	-	-	-	
		하부	39	-2980.43	-	-	-	-2980.43	
	2 층	상부	40	-1704.78	-	-	-	-1704.78	
		중앙부	41	228.67	-	-	-	228.67	
		하부	42	-1010.94	-	-	-	-1010.94	
우측 벽체	1 층	상부	43	-1118.90	-	-	-	-1118.90	
		중앙부	44	-	-	-	-	-	
		하부	45	-2949.37	-	-	-	-2949.37	
	2 층	상부	46	-1675.17	-	-	-	-1675.17	
		중앙부	47	169.43	-	-	-	169.43	
		하부	48	-944.19	-	-	-	-944.19	
중간 벽체	2 층	1련 상부	49	-419.55	-	-	-	-419.55	
		1련 중앙부	50	-	-	-	-	-	
		1련 하부	51	-	-	-	-	-	
	1 층	2련 상부	52	-68.45	-	-	-	-68.45	
		2련 중앙부	53	120.53	-	-	-	120.53	
		2련 하부	54	-183.54	-	-	-	-183.54	
	2 층	2련 상부	55	-223.35	-	-	-	-223.35	
		2련 중앙부	56	223.38	-	-	-	223.38	
		2련 하부	57	-34.81	-	-	-	-34.81	
	2 층	3련 상부	58	-	-	-	-	-	
		3련 중앙부	59	413.34	-	-	-	413.34	
		3련 하부	60	-94.58	-	-	-	-94.58	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1422	4010.6	5165.0	8767	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11493	1.29
		중앙부	2	1000	1320	2513.7	2731.9	5825	H32 - 8.0EA	6354	1.09
		우측	3	1000	1423	3771.1	4195.9	8210	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9193	1.11
	2경간	좌측	4	1000	1423	3512.2	4195.9	7617	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9193	1.19
		중앙부	5	1000	1320	1747.3	2228.2	3999	H29 - 8.0EA	5139	1.28
		우측	6	1000	1417	3594.8	4637.7	7842	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278	1.29
	3경간	좌측	7	1000	1417	3590.4	4637.7	7831	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278	1.29
		중앙부	8	1000	1320	1732.3	2228.2	3964	H29 - 8.0EA	5139	1.29
		우측	9	1000	1423	3476.2	4195.9	7535	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9193	1.21
	4경간	좌측	10	1000	1423	3764.8	4195.9	8195	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9193	1.11
		중앙부	11	1000	1320	2485.3	2731.9	5756	H32 - 8.0EA	6354	1.10
		우측	12	1000	1422	3987.7	5165.0	8714	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11493	1.30
하부슬래브	1경간	좌측	13	1000	1300	5182.3	6110.3	12828	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	15418	1.18
		중앙부	14	1000	1400	2994.8	3577.4	6557	H32 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	7902	1.19
		우측	15	1000	1417	3614.9	4637.7	7888	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278	1.28
	2경간	좌측	16	1000	1417	3762.1	4637.7	8227	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278	1.23
		중앙부	17	1000	1420	1687.2	2403.0	3573	H29 - 8.0EA	5139	1.42
		우측	18	1000	1350	3777.6	4404.8	8721	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278	1.17

하부슬래브	3경간	좌측	19	1000	1350	3790.5	4404.8	8753	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278	1.16
		중앙부	20	1000	1420	1687.2	2403.0	3573	H29 - 8.0EA	5139	1.42
		우측	21	1000	1417	3740.1	4637.7	8176	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278	1.24
	4경간	좌측	22	1000	1417	3610.8	4637.7	7878	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278	1.28
		중앙부	23	1000	1400	3136.0	3577.4	6881	H32 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	7902	1.14
		우측	24	1000	1300	5110.8	6110.3	12633	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	15418	1.20
중간슬래브	1경간	좌측	25	1000	387	149.8	285.8	1171	H19 - 8.0EA	2292	1.91
		중앙부	26	1000	220	70.8	111.4	985	H16 - 8.0EA	1589	1.57
		우측	27	1000	387	177.7	285.8	1396	H19 - 8.0EA	2292	1.61
	2경간	좌측	28	1000	387	167.2	285.8	1310	H19 - 8.0EA	2292	1.71
		중앙부	29	1000	220	73.7	111.4	1027	H16 - 8.0EA	1589	1.51
		우측	30	1000	387	193.0	285.8	1520	H19 - 8.0EA	2292	1.48
	3경간	좌측	31	1000	387	192.4	285.8	1515	H19 - 8.0EA	2292	1.49
		중앙부	32	1000	220	74.0	111.4	1032	H16 - 8.0EA	1589	1.50
		우측	33	1000	387	165.8	285.8	1299	H19 - 8.0EA	2292	1.72
	4경간	좌측	34	1000	387	176.6	285.8	1387	H19 - 8.0EA	2292	1.62
		중앙부	35	1000	220	71.1	111.4	989	H16 - 8.0EA	1589	1.57
		우측	36	1000	387	149.7	285.8	1169	H19 - 8.0EA	2292	1.91
좌측벽체	1층	상부	37	1000	1467	2227.7	6568.6	-	H32 - 8.0EA	9450	2.95
		중앙부	38	1000	1320	2451.2	3164.5	-	H25 - 8.0EA	19471	1.29
		하부	39	1000	1200	4567.5	7378.8	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	19471	1.62
	2층	상부	40	1000	1422	4320.1	7046.4	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	14590	1.63
		중앙부	41	1000	1320	1842.5	2915.2	-	H22 - 8.0EA	14590	1.58
		하부	42	1000	1300	2019.5	5310.3	-	H32 - 8.0EA	9450	2.63

우측벽체	1층	상부	43	1000	1467	2257.1	6371.2	-	H32 - 8.0EA	9450	2.82
		중앙부	44	1000	1320	2622.1	3029.2	-	H25 - 8.0EA	19471	1.16
		하부	45	1000	1200	4608.3	7359.6	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	19471	1.60
	2층	상부	46	1000	1422	4254.4	7110.3	-	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	14590	1.67
		중앙부	47	1000	1320	1948.7	2753.1	-	H22 - 8.0EA	14590	1.41
		하부	48	1000	1300	2089.1	5190.6	-	H32 - 8.0EA	9450	2.48

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	㎟		㎜	㎟	
상부슬래브	1경간	좌측	1	815.3	1374.9	1812.5	2.00	222.90	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	2	857.4	531.1	1381.7	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	3	815.7	1434.7	1813.4	2.00	246.40	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	4	815.7	1244.5	1813.4	2.00	170.69	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	857.4	125.5	1381.7	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	811.9	1313.9	1804.9	2.00	200.80	H16	150	397.20	O.K
	3경간	좌측	7	811.9	1311.6	1804.9	2.00	199.87	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	8	857.4	121.6	1381.7	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	9	815.7	1242.5	1813.4	2.00	169.89	H16	150	397.20	O.K
	4경간	좌측	10	815.7	1434.3	1813.4	2.00	246.27	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	11	857.4	560.9	1381.7	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	12	815.3	1339.4	1812.5	2.00	208.76	H16	150	397.20	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	13	844.4	1421.2	1877.1	2.00	221.87	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	14	909.6	1439.7	2022.1	2.00	189.27	H16	150	397.20	O.K
		우측	15	876.9	1507.7	1949.3	2.00	233.65	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	16	876.9	1366.4	1949.3	2.00	181.32	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	17	922.3	374.8	1486.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	18	876.9	1362.9	1949.3	2.00	180.02	H16	150	397.20	O.K
	3경간	좌측	19	876.9	1364.7	1949.3	2.00	180.68	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	20	922.3	374.7	1486.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	21	876.9	1363.6	1949.3	2.00	180.29	H16	150	397.20	O.K
	4경간	좌측	22	876.9	1499.2	1949.3	2.00	230.49	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	23	909.6	1432.5	2022.1	2.00	186.69	H16	150	397.20	O.K
		우측	24	844.4	1414.0	1877.1	2.00	219.08	H16	150	397.20	O.K
중간슬래브	1경간	좌측	25	142.9	80.0	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	26	142.9	21.4	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	27	142.9	86.3	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
	2경간	좌측	28	142.9	84.8	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	29	142.9	25.2	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	30	142.9	89.9	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K

중간슬래브	3경간	좌측	31	142.9	89.7	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	32	142.9	25.2	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	33	142.9	84.6	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
	4경간	좌측	34	142.9	86.0	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	35	142.9	21.3	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	36	142.9	79.7	230.3	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	37	930.9	1860.4	2943.8	2.00	357.49	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	38	950.7	2180.1	2994.6	2.00	465.70	H22	150	774.20	O.K
		하부	39	864.2	2679.6	2722.3	2.00	756.39	H22	150	774.20	O.K
	2층	상부	40	890.3	1320.2	2834.0	2.00	171.24	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	41	937.6	1922.3	2981.5	2.00	373.01	H22	150	774.20	O.K
		하부	42	924.3	1174.4	2937.3	2.00	96.17	H22	150	774.20	O.K
우측벽체	1층	상부	43	928.1	1760.3	2941.0	2.00	320.09	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	44	950.4	2274.6	2994.2	2.00	501.62	H22	150	774.20	O.K
		하부	45	864.0	2710.7	2722.0	2.00	769.47	H22	150	774.20	O.K
	2층	상부	46	891.5	1476.8	2835.2	2.00	233.12	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	47	937.3	1476.8	2981.1	2.00	204.36	H22	150	774.20	O.K
		하부	48	924.0	848.6	2937.0	2.00	-	H22	150	774.20	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1421.95	100.00	4010.64	1374.93

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11492.800 x 400.00 = 4597120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 200.310 mm, c = 200.310 / β1 = 200.310 / 0.85 = 235.659 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 235.659) / 235.659 = 0.01567

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8766.662 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm) , [사용률 = 1.311]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00808

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 200.310 mm

ΦMn = 0.85 x 11492.800 x 400 x (1421.95 - a/2) = 5164.982 kN.m

≥ Mu (= 4010.640 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.288]

* 전단에 대한 검토 (d = 1255.28 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1255.28 = 815.330 kN

< Vu (= 1374.932 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1374.932-815.330) x 150.00 / (400x1255.28xΦ) x 1000 = 222.899 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1255.28 / 150.00 x 1000 = 1329.596 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1255.28 / 1000 = 4348.429 kN ≥ 1329.596 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1087.107 + 1329.596) = 1812.527 kN ≥ 1374.932 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1320.00	80.00	2513.74	531.13

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 130.280) / 130.280 = 0.02740

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 5825.027 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.091]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00481

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1320.00 - a/2) = 2731.886 kN.m

≥ Mu (= 2513.736 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.087]

* 전단에 대한 검토 (d = 1320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1320.00 = 857.365 kN

≥ Vu (= 531.132 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1422.57	100.00	3771.08	1434.65

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9192.800 x 400.00 = 3677120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 160.223 mm, c = 160.223 / β1 = 160.223 / 0.85 = 188.498 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 188.498) / 188.498 = 0.02034

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8209.610 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 144.1 mm), [사용률 = 1.120]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00646

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 160.223 mm

ΦMn = 0.85 x 9192.800 x 400 x (1422.57 - a/2) = 4195.928 kN.m

≥ Mu (= 3771.080 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.113]

* 전단에 대한 검토 (d = 1255.90 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1255.90 = 815.734 kN

< Vu (= 1434.652 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1434.652-815.734) x 150.00 / (400x1255.90xΦ) x 1000 = 246.403 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1255.90 / 150.00 x 1000 = 1330.254 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1255.90 / 1000 = 4350.581 kN ≥ 1330.254 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1087.645 + 1330.254) = 1813.425 kN ≥ 1434.652 kN ∴ O.K

■ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1422.57	100.00	3512.16	1244.48

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9192.800 x 400.00 = 3677120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 160.223 mm, c = 160.223 / β1 = 160.223 / 0.85 = 188.498 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 188.498) / 188.498 = 0.02034

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7616.828 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 144.1 mm), [사용률 = 1.207]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00646

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 160.223 mm

ΦMn = 0.85 x 9192.800 x 400 x (1422.57 - a/2) = 4195.928 kN.m

≥ Mu (= 3512.164 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.195]

* 전단에 대한 검토 (d = 1255.90 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1255.90 = 815.734 kN

< Vu (= 1244.478 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1244.478-815.734) x 150.00 / (400x1255.90xΦ) x 1000 = 170.692 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1255.90 / 150.00 x 1000 = 1330.254 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1255.90 / 1000 = 4350.581 kN ≥ 1330.254 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1087.645 + 1330.254) = 1813.425 kN ≥ 1244.478 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1320.00	80.00	1747.30	125.53

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03458

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3998.851 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.285]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00389

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1320.00 - a/2) = 2228.217 kN.m

≥ Mu (= 1747.304 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.275]

* 전단에 대한 검토 (d = 1320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1320.00 = 857.365 kN

≥ Vu (= 125.528 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1416.67	100.00	3594.84	1313.89

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 210.758) / 210.758 = 0.01788

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 7841.594 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.311]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00726

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1416.67 - a/2) = 4637.739 kN.m

≥ Mu (= 3594.840 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.290]

* 전단에 대한 검토 (d = 1250.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1250.00 = 811.899 kN

< Vu (= 1313.893 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1313.893-811.899) x 150.00 / (400x1250.00xΦ) x 1000 = 200.798 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1250.00 / 150.00 x 1000 = 1324.000 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1250.00 / 1000 = 4330.127 kN ≥ 1324.000 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1082.532 + 1324.000) = 1804.899 kN ≥ 1313.893 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 3경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1416.67	100.00	3590.35	1311.57

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 210.758) / 210.758 = 0.01788

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 7831.287\ mm^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.312]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00726

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1416.67 - a/2) = 4637.739 kN.m

≥ Mu (= 3590.354 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.292]

* 전단에 대한 검토 (d = 1250.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1250.00 = 811.899 kN

< Vu (= 1311.567 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1311.567-811.899) x 150.00 / (400x1250.00xΦ) x 1000 = 199.867 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1250.00 / 150.00 x 1000 = 1324.000 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1250.00 / 1000 = 4330.127 kN ≥ 1324.000 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1082.532 + 1324.000) = 1804.899 kN ≥ 1311.567 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 3경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1320.00	80.00	1732.31	121.59

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03458

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3963.593 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.297]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00389

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1320.00 - a/2) = 2228.217 kN.m

≥ Mu (= 1732.312 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.286]

* 전단에 대한 검토 (d = 1320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1320.00 = 857.365 kN

≥ Vu (= 121.593 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 3경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1422.57	100.00	3476.17	1242.46

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9192.800 x 400.00 = 3677120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 160.223 mm, c = 160.223 / β1 = 160.223 / 0.85 = 188.498 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 188.498) / 188.498 = 0.02034

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7534.792 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 144.1 mm), [사용률 = 1.220]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00646

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 160.223 mm

ΦMn = 0.85 x 9192.800 x 400 x (1422.57 - a/2) = 4195.928 kN.m

≥ Mu (= 3476.168 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.207]

* 전단에 대한 검토 (d = 1255.90 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1255.90 = 815.734 kN

< Vu (= 1242.455 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1242.455-815.734) x 150.00 / (400x1255.90xΦ) x 1000 = 169.886 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1255.90 / 150.00 x 1000 = 1330.254 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1255.90 / 1000 = 4350.581 kN ≥ 1330.254 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1087.645 + 1330.254) = 1813.425 kN ≥ 1242.455 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 4경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1422.57	100.00	3764.81	1434.32

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9192.800 x 400.00 = 3677120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 160.223 mm, c = 160.223 / β1 = 160.223 / 0.85 = 188.498 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 188.498) / 188.498 = 0.02034

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 8195.208\ mm^2$$

* 사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 144.1 mm), [사용률 = 1.122]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00646

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 160.223 mm

ΦMn = 0.85 x 9192.800 x 400 x (1422.57 - a/2) = 4195.928 kN.m

≥ Mu (= 3764.814 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.115]

* 전단에 대한 검토 (d = 1255.90 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1255.90 = 815.734 kN

< Vu (= 1434.323 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1434.323-815.734) x 150.00 / (400x1255.90xΦ) x 1000 = 246.272 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1255.90 / 150.00 x 1000 = 1330.254 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1255.90 / 1000 = 4350.581 kN ≥ 1330.254 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1087.645 + 1330.254) = 1813.425 kN ≥ 1434.323 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 4경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1320.00	80.00	2485.31	560.87

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 130.280) / 130.280 = 0.02740

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 5756.436\ mm^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.104]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00481

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1320.00 - a/2) = 2731.886 kN.m

≥ Mu (= 2485.306 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.099]

* 전단에 대한 검토 (d = 1320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1320.00 = 857.365 kN

≥ Vu (= 560.871 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 4경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1421.95	100.00	3987.74	1339.44

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11492.800 x 400.00 = 4597120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 200.310 mm, c = 200.310 / β1 = 200.310 / 0.85 = 235.659 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 235.659) / 235.659 = 0.01567

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 8713.608\ mm^2$$

* 사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm), [사용률 = 1.319]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00808

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 200.310 mm

ΦMn = 0.85 x 11492.800 x 400 x (1421.95 - a/2) = 5164.982 kN.m

≥ Mu (= 3987.738 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.295]

* 전단에 대한 검토 (d = 1255.28 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1255.28 = 815.330 kN

< Vu (= 1339.435 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1339.435-815.330) x 150.00 / (400x1255.28xΦ) x 1000 = 208.759 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1255.28 / 150.00 x 1000 = 1329.596 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1255.28 / 1000 = 4348.429 kN ≥ 1329.596 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1087.107 + 1329.596) = 1812.527 kN ≥ 1339.435 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1300.00	100.00	5182.31	1421.23

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 15417.600 x 400.00 = 6167040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 268.716 mm, c = 268.716 / β1 = 268.716 / 0.85 = 316.137 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1400.00 - 316.137) / 316.137 = 0.01029

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 12827.762\ mm^2$$

* 사용철근량 = 15417.6 mm² (철근도심 : 200.0 mm), [사용률 = 1.202]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

3단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01186

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 268.716 mm

ΦMn = 0.85 x 15417.600 x 400 x (1300.00 - a/2) = 6110.276 kN.m

≥ Mu (= 5182.311 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.179]

* 전단에 대한 검토 (d = 1300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1300.00 = 844.375 kN

< Vu (= 1421.227 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1421.227-844.375) x 150.00 / (400x1300.00xΦ) x 1000 = 221.866 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1300.00 / 150.00 x 1000 = 1376.960 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1300.00 / 1000 = 4503.332 kN ≥ 1376.960 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1125.833 + 1376.960) = 1877.095 kN ≥ 1421.227 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1400.41	80.00	2994.80	1439.69

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7902.000 x 400.00 = 3160800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 137.725 mm, c = 137.725 / β1 = 137.725 / 0.85 = 162.030 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1420.00 - 162.030) / 162.030 = 0.02329

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6557.349 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7902.0 mm² (철근도심 : 99.6 mm), [사용률 = 1.205]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00564

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 137.725 mm

ΦMn = 0.85 x 7902.000 x 400 x (1400.40 - a/2) = 3577.428 kN.m

≥ Mu (= 2994.797 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.195]

* 전단에 대한 검토 (d = 1400.40 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1400.40 = 909.590 kN

< Vu (= 1439.692 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1439.692-909.590) x 150.00 / (400x1400.40xΦ) x 1000 = 189.268 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1400.40 / 150.00 x 1000 = 1483.309 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1400.40 / 1000 = 4851.145 kN ≥ 1483.309 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1212.786 + 1483.309) = 2022.071 kN ≥ 1439.692 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1416.67	100.00	3614.90	1507.70

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 210.758) / 210.758 = 0.01788

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 7887.693\ mm^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.303]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00726

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1416.67 - a/2) = 4637.739 kN.m

≥ Mu (= 3614.896 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.283]

* 전단에 대한 검토 (d = 1350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1350.00 = 876.851 kN

< Vu (= 1507.703 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1507.703-876.851) x 150.00 / (400x1350.00xΦ) x 1000 = 233.649 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1350.00 / 150.00 x 1000 = 1429.920 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1350.00 / 1000 = 4676.537 kN ≥ 1429.920 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1169.134 + 1429.920) = 1949.291 kN ≥ 1507.703 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1416.67	100.00	3762.10	1366.42

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 210.758) / 210.758 = 0.01788

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 8226.929 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.249]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00726

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1416.67 - a/2) = 4637.739 kN.m

≥ Mu (= 3762.097 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.233]

* 전단에 대한 검토 (d = 1350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1350.00 = 876.851 kN

< Vu (= 1366.423 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1366.423-876.851) x 150.00 / (400x1350.00xΦ) x 1000 = 181.323 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1350.00 / 150.00 x 1000 = 1429.920 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1350.00 / 1000 = 4676.537 kN ≥ 1429.920 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1169.134 + 1429.920) = 1949.291 kN ≥ 1366.423 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1420.00	80.00	1687.21	374.83

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1420.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03743

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3572.982 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.438]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00362

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1420.00 - a/2) = 2402.950 kN.m

≥ Mu (= 1687.210 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.424]

* 전단에 대한 검토 (d = 1420.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1420.00 = 922.317 kN

≥ Vu (= 374.827 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1350.00	100.00	3777.63	1362.89

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1400.00 - 210.758) / 210.758 = 0.01693

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8721.105 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.179]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00761

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1350.00 - a/2) = 4404.762 kN.m

≥ Mu (= 3777.631 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.166]

* 전단에 대한 검토 (d = 1350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1350.00 = 876.851 kN

< Vu (= 1362.894 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1362.894-876.851) x 150.00 / (400x1350.00xΦ) x 1000 = 180.016 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1350.00 / 150.00 x 1000 = 1429.920 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1350.00 / 1000 = 4676.537 kN ≥ 1429.920 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1169.134 + 1429.920) = 1949.291 kN ≥ 1362.894 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 3경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1350.00	100.00	3790.46	1364.70

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1400.00 - 210.758) / 210.758 = 0.01693

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8752.611 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.174]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00761

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1350.00 - a/2) = 4404.762 kN.m

≥ Mu (= 3790.461 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.162]

* 전단에 대한 검토 (d = 1350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1350.00 = 876.851 kN

< Vu (= 1364.699 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1364.699-876.851) x 150.00 / (400x1350.00xΦ) x 1000 = 180.685 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1350.00 / 150.00 x 1000 = 1429.920 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1350.00 / 1000 = 4676.537 kN ≥ 1429.920 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1169.134 + 1429.920) = 1949.291 kN ≥ 1364.699 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 3경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계기정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1420.00	80.00	1687.21	374.70

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1420.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03743

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3572.978 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.438]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00362

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1420.00 - a/2) = 2402.950 kN.m

≥ Mu (= 1687.208 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.424]

* 전단에 대한 검토 (d = 1420.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1420.00 = 922.317 kN

≥ Vu (= 374.704 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 3경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1416.67	100.00	3740.08	1363.63

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 210.758) / 210.758 = 0.01788

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8176.086 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.257]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00726

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1416.67 - a/2) = 4637.739 kN.m

≥ Mu (= 3740.079 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.240]

* 전단에 대한 검토 (d = 1350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1350.00 = 876.851 kN

< Vu (= 1363.627 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1363.627-876.851) x 150.00 / (400x1350.00xΦ) x 1000 = 180.287 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1350.00 / 150.00 x 1000 = 1429.920 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1350.00 / 1000 = 4676.537 kN ≥ 1429.920 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1169.134 + 1429.920) = 1949.291 kN ≥ 1363.627 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 4경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1416.67	100.00	3610.75	1499.17

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 210.758) / 210.758 = 0.01788

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 7878.163 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.305]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00726

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1416.67 - a/2) = 4637.739 kN.m

≥ Mu (= 3610.751 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.284]

* 전단에 대한 검토 (d = 1350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1350.00 = 876.851 kN

< Vu (= 1499.169 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1499.169-876.851) x 150.00 / (400x1350.00xΦ) x 1000 = 230.488 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1350.00 / 150.00 x 1000 = 1429.920 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1350.00 / 1000 = 4676.537 kN ≥ 1429.920 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1169.134 + 1429.920) = 1949.291 kN ≥ 1499.169 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 4경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1400.41	80.00	3135.97	1432.49

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7902.000 x 400.00 = 3160800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 137.725 mm, c = 137.725 / β1 = 137.725 / 0.85 = 162.030 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1420.00 - 162.030) / 162.030 = 0.02329

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 6880.891 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7902.0 mm² (철근도심 : 99.6 mm), [사용률 = 1.148]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00564

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 137.725 mm

ΦMn = 0.85 x 7902.000 x 400 x (1400.40 - a/2) = 3577.428 kN.m

≥ Mu (= 3135.965 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.141]

* 전단에 대한 검토 (d = 1400.40 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1400.40 = 909.590 kN

< Vu (= 1432.486 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1432.486-909.590) x 150.00 / (400x1400.40xΦ) x 1000 = 186.695 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1400.40 / 150.00 x 1000 = 1483.309 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1400.40 / 1000 = 4851.145 kN ≥ 1483.309 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1212.786 + 1483.309) = 2022.071 kN ≥ 1432.486 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 4경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1300.00	100.00	5110.81	1413.99

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 15417.600 x 400.00 = 6167040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 268.716 mm, c = 268.716 / β1 = 268.716 / 0.85 = 316.137 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1400.00 - 316.137) / 316.137 = 0.01029

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 12632.693 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 15417.6 mm² (철근도심 : 200.0 mm), [사용률 = 1.220]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

3단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01186

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 268.716 mm

ΦMn = 0.85 x 15417.600 x 400 x (1300.00 - a/2) = 6110.276 kN.m

≥ Mu (= 5110.806 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.196]

* 전단에 대한 검토 (d = 1300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1300.00 = 844.375 kN

< Vu (= 1413.994 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1413.994-844.375) x 150.00 / (400x1300.00xΦ) x 1000 = 219.084 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1300.00 / 150.00 x 1000 = 1376.960 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1300.00 / 1000 = 4503.332 kN ≥ 1376.960 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1125.833 + 1376.960) = 1877.095 kN ≥ 1413.994 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	466.67	386.67	80.00	149.83	79.95

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (386.67 - 46.997) / 46.997 = 0.02168

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1170.556\ mm^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.958]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00593

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (386.67 - a/2) = 285.756 kN.m

≥ Mu (= 149.829 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.907]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 79.950 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	300.00	220.00	80.00	70.84	21.35

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (220.00 - 32.578) / 32.578 = 0.01726

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 985.467 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.612]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00722

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (220.00 - a/2) = 111.363 kN.m

≥ Mu (= 70.835 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.572]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 21.350 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	466.67	386.67	80.00	177.73	86.30

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (386.67 - 46.997) / 46.997 = 0.02168

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1395.839 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.642]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00593

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (386.67 - a/2) = 285.756 kN.m

≥ Mu (= 177.733 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.608]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 86.303 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	466.67	386.67	80.00	167.15	84.81

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (386.67 - 46.997) / 46.997 = 0.02168

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1310.125 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.749]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00593

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (386.67 - a/2) = 285.756 kN.m

≥ Mu (= 167.152 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.710]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 84.807 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	300.00	220.00	80.00	73.67	25.22

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (220.00 - 32.578) / 32.578 = 0.01726

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1026.632 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.548]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00722

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (220.00 - a/2) = 111.363 kN.m

≥ Mu (= 73.669 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.512]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 25.219 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	466.67	386.67	80.00	192.97	89.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (386.67 - 46.997) / 46.997 = 0.02168

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2) \quad \text{----------} \quad ①$$

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{----------} \quad ②$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1519.905 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.508]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00593

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (386.67 - a/2) = 285.756 kN.m

≥ Mu (= 192.972 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.481]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 89.852 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 3경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	466.67	386.67	80.00	192.35	89.66

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (386.67 - 46.997) / 46.997 = 0.02168

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1514.817 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.513]

1단 : H19 ~ 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00593

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (386.67 - a/2) = 285.756 kN.m

≥ Mu (= 192.349 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.486]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 89.662 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 3경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	300.00	220.00	80.00	74.04	25.21

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (220.00 - 32.578) / 32.578 = 0.01726

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1031.959 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.540]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00722

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (220.00 - a/2) = 111.363 kN.m

≥ Mu (= 74.035 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.504]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 25.209 kN) , 전단보강 불필요.

■ TITLE : 중간슬래브 3경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	466.67	386.67	80.00	165.79	84.62

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (386.67 - 46.997) / 46.997 = 0.02168

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1299.096 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.764]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00593

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (386.67 - a/2) = 285.756 kN.m

≥ Mu (= 165.787 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.724]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 84.615 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 4경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	466.67	386.67	80.00	176.63	86.04

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (386.67 - 46.997) / 46.997 = 0.02168

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1386.885 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.653]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00593

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (386.67 - a/2) = 285.756 kN.m

≥ Mu (= 176.630 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.618]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 86.044 kN) , 전단보강 불필요.

■ TITLE : 중간슬래브 4경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	300.00	220.00	80.00	71.08	21.33

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (220.00 - 32.578) / 32.578 = 0.01726

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 988.977\ mm^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.607]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00722

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (220.00 - a/2) = 111.363 kN.m

≥ Mu (= 71.077 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.567]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 21.333 kN) , 전단보강 불필요.

■ TITLE : 중간슬래브 4경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	466.67	386.67	80.00	149.69	79.69

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (386.67 - 46.997) / 46.997 = 0.02168

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1169.459 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.960]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00593

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (386.67 - a/2) = 285.756 kN.m

≥ Mu (= 149.693 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.909]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 79.691 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(상부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1566.667	100.000	1466.667	2008.565	2227.732	1109.116

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 3096.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0060) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1566.7 x 1000.0 = 35955000.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (35955000.0 x 783.33 + 2541440.0 x 100.000 + 1238720.0 x 1486.667) / 39735160.0

= 761.554 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 880.000 mm, ab = k1 x cb = 748.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 748000.000 = 17166.600 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 17166.600 + 1167.648 - 2541.440 = 15792.808 kN

Mb = Cc x 431.113 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9928.720 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 628.686 mm, e = Mu/Pu = 1109.116 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 427.596 mm, a = k1 x c = 363.457 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 363456.949 = 8341.337 kN

∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 8341.337 + 1167.648 - 2541.440 = 6967.545 kN

Mn = Cc x 579.825 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7727.836 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1109.119)| = 0.0027 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1566.67 - 100.00 = 1466.667 mm

c = 427.596 mm, a = k1 x c = 363.457 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1466.67-427.60) / 427.60 = 0.00729

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 31614.619 kN ≥ Pn = 6967.545 kN

ΦPn = 0.85 x 6967.545 = 5922.414 kN ≥ Pu = 2008.565 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.109 = 6568.645 kN.m ≥ Mu = 2227.732 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1300.00 = 930.904 kN

< Vu (= 1860.383 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1860.383 - 930.904) x 150.00 / (400.0 x 1300.00 x Φ) = 357.492 ㎟

Use Av = 774.200 ㎟ (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1300.00 / 150.00 = 2683.893 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1300.00 = 4503.332 kN ≥ 2683.893 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1241.206 + 2683.893) = 2943.824 kN ≥ 1860.383 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(중앙부)

㉮설계조건 및 단위가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	80.000	1320.000	2133.118	2451.244	1149.137

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 15417.600 mm² (압축중심 = 200.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H29- 8.0EA, d1 = 300.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0139) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 6167040.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 1621440.0 x 80.000 + 6167040.0 x 1200.000) / 39918480.0

= 752.062 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.000 mm, ab = k1 x cb = 673.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 5813.206 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 15449.940 + 5813.206 - 1621.440 = 19641.706 kN

Mb = Cc x 311.338 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8503.822 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 432.947 mm, e = Mu/Pu = 1149.137 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 215.366 mm, a = k1 x c = 183.061 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 183060.801 = 4201.245 kN

∑Csi = 659.998 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 4201.245 + 659.998 - 1621.440 = 3239.803 kN

Mn = Cc x 660.531 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3722.952 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1149.129) | = 0.0076 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 215.366 mm, a = k1 x c = 183.061 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-215.37) / 215.37 = 0.01539

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 31577.293 kN ≥ Pn = 3239.803 kN

ΦPn = 0.85 x 3239.803 = 2753.833 kN ≥ Pu = 2133.118 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.149 = 3164.530 kN.m ≥ Mu = 2451.244 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 950.674 kN

< Vu (= 2180.114 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (2180.114 - 950.674) x 150.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 465.697 mm²

Use Av = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1320.00 / 150.00 = 2725.184 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 2725.184 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1267.566 + 2725.184) = 2994.562 kN ≥ 2180.114 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(하부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	100.000	1200.000	2133.118	4567.499	2141.231

㉯ 철근비 검토

As = 15417.600 ㎟ (인장중심 = 200.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H29- 8.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 4053.600 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0139) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 6167040.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 6167040.0 x 200.000 + 1621440.0 x 1320.000) / 39918480.0
= 647.938 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 720.000 mm, ab = k1 x cb = 612.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 612000.000 = 14045.400 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 6167.040 kN

Pb = 14045.400 + 1528.410 - 6167.040 = 9406.770 kN

Mb = Cc x 446.062 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10054.755 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1068.885 mm, e = Mu/Pu = 2141.231 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 445.613 mm, a = k1 x c = 378.771 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 378770.971 = 8692.794 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 6167.040 kN

Pn = 8692.794 + 1528.410 - 6167.040 = 4054.164 kN

Mn = Cc x 458.553 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8680.868 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2141.223) | = 0.0085 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 mm

c = 445.613 mm, a = k1 x c = 378.771 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-445.61) / 445.61 = 0.00575

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 31577.293 kN ≥ Pn = 4054.164 kN

ΦPn = 0.85 x 4054.164 = 3446.039 kN ≥ Pu = 2133.118 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.141 = 7378.767 kN.m ≥ Mu = 4567.499 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1200.00 = 864.249 kN
< Vu (= 2679.597 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (2679.597 - 864.249) x 150.00 / (400.0 x 1200.00 x Φ) = 756.395 ㎟

Use Av = 774.200 ㎟ (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1200.00 / 150.00 = 2477.440 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1200.00 = 4156.922 kN ≥ 2477.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1152.333 + 2477.440) = 2722.329 kN ≥ 2679.597 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(상부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1566.667	100.000	1421.950	1802.401	4320.139	2396.880

㉯ 철근비 검토

As = 11492.800 mm² (인장중심 = 144.72 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 3096.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1566.7 x 1000.0 = 35955000.0 N

Cs = As x fy = 4597120.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (35955000.0 x 783.33 + 4597120.0 x 144.717 + 1238720.0 x 1486.667) / 41790840.0

= 733.931 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 853.170 mm, ab = k1 x cb = 725.194 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 725194.487 = 16643.213 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 4597.120 kN

Pb = 16643.213 + 1167.648 - 4597.120 = 13213.742 kN

Mb = Cc x 470.138 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11412.233 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 863.664 mm, e = Mu/Pu = 2396.880 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 353.100 mm, a = k1 x c = 300.135 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 300135.390 = 6888.107 kN

∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 4597.120 kN

Pn = 6888.107 + 1167.648 - 4597.120 = 3458.636 kN

Mn = Cc x 583.863 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8289.910 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2396.873) | = 0.0073 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1566.67 - 100.00 = 1466.667 mm

c = 353.100 mm, a = k1 x c = 300.135 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1466.67-353.10) / 353.10 = 0.00946

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 33164.807 kN ≥ Pn = 3458.636 kN

ΦPn = 0.85 x 3458.636 = 2939.840 kN ≥ Pu = 1802.401 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.397 = 7046.445 kN.m ≥ Mu = 4320.139 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1255.28 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1255.28 = 890.308 kN

< Vu (= 1320.222 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1320.222 - 890.308) x 150.00 / (400.0 x 1255.28 x Φ) = 171.242 mm²

Use Av = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1255.28 / 150.00 = 2591.574 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1255.28 = 4348.429 kN ≥ 2591.574 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1187.077 + 2591.574) = 2833.988 kN ≥ 1320.222 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(중앙부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	80.000	1320.000	1833.291	1842.528	1005.038

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 ㎟ (인장중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 ㎜

Asf = 11492.800 ㎟ (압축중심 = 144.72 ㎜), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 ㎜

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0104) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 4597120.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 1238720.0 x 80.000 + 4597120.0 x 1255.283) / 37965840.0

= 747.008 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.000 ㎜, ab = k1 x cb = 673.200 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 4333.360 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 15449.940 + 4333.360 - 1238.720 = 18544.580 kN

Mb = Cc x 316.392 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7917.014 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 426.918 ㎜, e = Mu/Pu = 1005.038 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 181.035 ㎜, a = k1 x c = 153.880 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 153879.948 = 3531.545 kN

∑Csi = 1119.623 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 3531.545 + 1119.623 - 1238.720 = 3412.448 kN

Mn = Cc x 670.068 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3429.667 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1005.046) | = 0.0074 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 ㎜

c = 181.035 ㎜, a = k1 x c = 153.880 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-181.04) / 181.04 = 0.01887

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 30104.807 kN ≥ Pn = 3412.448 kN

ΦPn = 0.85 x 3412.448 = 2900.581 kN ≥ Pu = 1833.291 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.005 = 2915.195 kN.m ≥ Mu = 1842.528 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 937.559 kN

< Vu (= 1922.296 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1922.296 - 937.559) x 150.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 373.006 ㎟

Use Av = 774.200 ㎟ (H22-2.0 EA, C.T.C 150 ㎜)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1320.00 / 150.00 = 2725.184 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 2725.184 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1250.079 + 2725.184) = 2981.447 kN ≥ 1922.296 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(하부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	100.000	1300.000	1855.929	2019.543	1088.157

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 ㎟ (인장중심 = 100.00 ㎜), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 ㎜

Asf = 3096.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0068) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 2541440.0 x 100.000 + 1238720.0 x 1320.000) / 35910160.0

= 678.924 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 780.000 ㎜, ab = k1 x cb = 663.000 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 663000.000 = 15215.850 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 15215.850 + 1167.648 - 2541.440 = 13842.058 kN

Mb = Cc x 389.576 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8147.588 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 588.611 ㎜, e = Mu/Pu = 1088.157 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 364.736 ㎜, a = k1 x c = 310.026 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 310025.668 = 7115.089 kN

∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 7115.089 + 1167.648 - 2541.440 = 5741.298 kN

Mn = Cc x 523.911 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6247.444 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1088.159) | = 0.0015 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 ㎜

c = 364.736 ㎜, a = k1 x c = 310.026 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-364.74) / 364.74 = 0.00769

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28554.619 kN ≥ Pn = 5741.298 kN

ΦPn = 0.85 x 5741.298 = 4880.103 kN ≥ Pu = 1855.929 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.088 = 5310.320 kN.m ≥ Mu = 2019.543 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1300.00 = 924.329 kN

< Vu (= 1174.382 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1174.382 - 924.329) x 150.00 / (400.0 x 1300.00 x Φ) = 96.174 ㎟

Use Av = 774.200 ㎟ (H22-2.0 EA, C.T.C 150 ㎜)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1300.00 / 150.00 = 2683.893 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1300.00 = 4503.332 kN ≥ 2683.893 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1232.438 + 2683.893) = 2937.249 kN ≥ 1174.382 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(상부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1566.667	100.000	1466.667	1943.569	2257.058	1161.296

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 3096.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0060) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1566.7 x 1000.0 = 35955000.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (35955000.0 x 783.33 + 2541440.0 x 100.000 + 1238720.0 x 1486.667) / 39735160.0

= 761.554 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 880.000 mm, ab = k1 x cb = 748.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 748000.000 = 17166.600 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 17166.600 + 1167.648 - 2541.440 = 15792.808 kN

Mb = Cc x 431.113 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9928.720 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 628.686 mm, e = Mu/Pu = 1161.296 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 401.293 mm, a = k1 x c = 341.099 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 341099.421 = 7828.232 kN

∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 7828.232 + 1167.648 - 2541.440 = 6454.440 kN

Mn = Cc x 591.004 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7495.484 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1161.291) | = 0.0044 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1566.67 - 100.00 = 1466.667 mm

c = 401.293 mm, a = k1 x c = 341.099 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1466.67-401.29) / 401.29 = 0.00796

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 31614.619 kN ≥ Pn = 6454.440 kN

ΦPn = 0.85 x 6454.440 = 5486.274 kN ≥ Pu = 1943.569 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.161 = 6371.186 kN.m ≥ Mu = 2257.058 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1300.00 = 928.104 kN

< Vu (= 1760.337 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1760.337 - 928.104) x 150.00 / (400.0 x 1300.00 x Φ) = 320.089 ㎟

Use Av = 774.200 ㎟ (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1300.00 / 150.00 = 2683.893 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1300.00 = 4503.332 kN ≥ 2683.893 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1237.473 + 2683.893) = 2941.024 kN ≥ 1760.337 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(중앙부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	80.000	1320.000	2125.849	2622.074	1233.424

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 ㎟ (인장중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 ㎜

Asf = 15417.600 ㎟ (압축중심 = 200.00 ㎜), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 ㎜

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 ㎜

3단 : H29- 8.0EA, d1 = 300.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0139) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 6167040.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 1621440.0 x 80.000 + 6167040.0 x 1200.000) / 39918480.0

= 752.062 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.000 ㎜, ab = k1 x cb = 673.200 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 5813.206 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 15449.940 + 5813.206 - 1621.440 = 19641.706 kN

Mb = Cc x 311.338 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8503.822 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 432.947 ㎜, e = Mu/Pu = 1233.424 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 209.573 ㎜, a = k1 x c = 178.137 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 178136.691 = 4088.237 kN

∑Csi = 422.535 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 4088.237 + 422.535 - 1621.440 = 2889.332 kN

Mn = Cc x 662.993 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3563.770 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1233.424) | = 0.0009 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 ㎜

c = 209.573 ㎜, a = k1 x c = 178.137 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-209.57) / 209.57 = 0.01590

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 31577.293 kN ≥ Pn = 2889.332 kN

ΦPn = 0.85 x 2889.332 = 2455.932 kN ≥ Pu = 2125.849 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.233 = 3029.206 kN.m ≥ Mu = 2622.074 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 950.356 kN

< Vu (= 2274.622 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (2274.622 - 950.356) x 150.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 501.616 ㎟

Use Av = 774.200 ㎟ (H22-2.0 EA, C.T.C 150 ㎜)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1320.00 / 150.00 = 2725.184 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 2725.184 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1267.142 + 2725.184) = 2994.244 kN ≥ 2274.622 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(하부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	100.000	1200.000	2125.849	4608.316	2167.753

㉯ 철근비 검토

As = 15417.600 ㎟ (인장중심 = 200.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H29- 8.0EA, d1 = 300.00 mm

Asi = 4053.600 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0139) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 6167040.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 6167040.0 x 200.000 + 1621440.0 x 1320.000) / 39918480.0
= 647.938 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 720.000 mm, ab = k1 x cb = 612.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 612000.000 = 14045.400 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 6167.040 kN

Pb = 14045.400 + 1528.410 - 6167.040 = 9406.770 kN

Mb = Cc x 446.062 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10054.755 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1068.885 mm, e = Mu/Pu = 2167.753 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 442.537 mm, a = k1 x c = 376.157 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 376156.712 = 8632.797 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 6167.040 kN

Pn = 8632.797 + 1528.410 - 6167.040 = 3994.166 kN

Mn = Cc x 459.860 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8658.393 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2167.760) | = 0.0065 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 mm

c = 442.537 mm, a = k1 x c = 376.157 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-442.54) / 442.54 = 0.00581

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 31577.293 kN ≥ Pn = 3994.166 kN

ΦPn = 0.85 x 3994.166 = 3395.041 kN ≥ Pu = 2125.849 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.168 = 7359.612 kN.m ≥ Mu = 4608.316 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1200.00 = 863.960 kN
< Vu (= 2710.695 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (2710.695 - 863.960) x 150.00 / (400.0 x 1200.00 x Φ) = 769.473 ㎟

Use Av = 774.200 ㎟ (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1200.00 / 150.00 = 2477.440 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1200.00 = 4156.922 kN ≥ 2477.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1151.947 + 2477.440) = 2722.040 kN ≥ 2710.695 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(상부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1566.667	100.000	1421.950	1831.212	4254.394	2323.267

㉯ 철근비 검토

As = 11492.800 ㎟ (인장중심 = 144.72 ㎜), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 ㎜

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 ㎜

Asf = 3096.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1566.7 x 1000.0 = 35955000.0 N

Cs = As x fy = 4597120.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (35955000.0 x 783.33 + 4597120.0 x 144.717 + 1238720.0 x 1486.667) / 41790840.0

= 733.931 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 853.170 ㎜, ab = k1 x cb = 725.194 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 725194.487 = 16643.213 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 4597.120 kN

Pb = 16643.213 + 1167.648 - 4597.120 = 13213.742 kN

Mb = Cc x 470.138 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11412.233 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 863.664 ㎜, e = Mu/Pu = 2323.267 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 360.376 ㎜, a = k1 x c = 306.319 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 306319.441 = 7030.031 kN

∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 4597.120 kN

Pn = 7030.031 + 1167.648 - 4597.120 = 3600.560 kN

Mn = Cc x 580.771 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8365.060 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2323.267) | = 0.0003 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1566.67 - 100.00 = 1466.667 ㎜

c = 360.376 ㎜, a = k1 x c = 306.319 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1466.67-360.38) / 360.38 = 0.00921

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 33164.807 kN ≥ Pn = 3600.560 kN

ΦPn = 0.85 x 3600.560 = 3060.476 kN ≥ Pu = 1831.212 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.323 = 7110.301 kN.m ≥ Mu = 4254.394 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1255.28 ㎜)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1255.28 = 891.506 kN

< Vu (= 1476.774 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1476.774 - 891.506) x 150.00 / (400.0 x 1255.28 x Φ) = 233.122 ㎟

Use Av = 774.200 ㎟ (H22-2.0 EA, C.T.C 150 ㎜)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1255.28 / 150.00 = 2591.574 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1255.28 = 4348.429 kN ≥ 2591.574 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1188.675 + 2591.574) = 2835.187 kN ≥ 1476.774 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(중앙부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	80.000	1320.000	1826.382	1948.734	1066.991

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 11492.800 ㎟ (압축중심 = 144.72 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0104) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 4597120.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 1238720.0 x 80.000 + 4597120.0 x 1255.283) / 37965840.0

= 747.008 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.000 mm, ab = k1 x cb = 673.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 4333.360 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 15449.940 + 4333.360 - 1238.720 = 18544.580 kN

Mb = Cc x 316.392 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7917.014 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 426.918 mm, e = Mu/Pu = 1066.991 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 173.682 mm, a = k1 x c = 147.630 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 147629.678 = 3388.101 kN

∑Csi = 886.246 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 3388.101 + 886.246 - 1238.720 = 3035.627 kN

Mn = Cc x 673.193 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3239.004 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1066.997) | = 0.0051 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 173.682 mm, a = k1 x c = 147.630 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-173.68) / 173.68 = 0.01980

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 30104.807 kN ≥ Pn = 3035.627 kN

ΦPn = 0.85 x 3035.627 = 2580.283 kN ≥ Pu = 1826.382 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.067 = 2753.140 kN.m ≥ Mu = 1948.734 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 937.257 kN

< Vu (= 1476.774 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1476.774 - 937.257) x 150.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 204.362 ㎟

Use Av = 774.200 ㎟ (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1320.00 / 150.00 = 2725.184 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 2725.184 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1249.676 + 2725.184) = 2981.145 kN ≥ 1476.774 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(하부)

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	100.000	1300.000	1849.020	2089.125	1129.855

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 ㎟ (인장중심 = 100.00 ㎜), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 ㎜

Asf = 3096.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0068) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 2541440.0 x 100.000 + 1238720.0 x 1320.000) / 35910160.0

= 678.924 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 780.000 ㎜, ab = k1 x cb = 663.000 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 663000.000 = 15215.850 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 15215.850 + 1167.648 - 2541.440 = 13842.058 kN

Mb = Cc x 389.576 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8147.588 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 588.611 ㎜, e = Mu/Pu = 1129.855 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 347.485 ㎜, a = k1 x c = 295.362 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 295361.900 = 6778.556 kN

∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 6778.556 + 1167.648 - 2541.440 = 5404.764 kN

Mn = Cc x 531.243 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6106.645 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1129.863)| = 0.0080 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 ㎜

c = 347.485 ㎜, a = k1 x c = 295.362 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-347.48) / 347.48 = 0.00822

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28554.619 kN ≥ Pn = 5404.764 kN

ΦPn = 0.85 x 5404.764 = 4594.049 kN ≥ Pu = 1849.020 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.130 = 5190.611 kN.m ≥ Mu = 2089.125 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1300.00 = 924.031 kN

≥ Vu (= 848.560 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 2경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

7) 상부슬래브 : 3경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

8) 상부슬래브 : 3경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

9) 상부슬래브 : 3경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

10) 상부슬래브 : 4경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

11) 상부슬래브 : 4경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

12) 상부슬래브 : 4경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

13) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3972.0 ㎟ ∴ O.K

14) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

③ 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3972.0 ㎟ ∴ O.K

15) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

③ 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

16) 하부슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

③ 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

17) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

③ 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

18) 하부슬래브 : 2경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

③ 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

19) 하부슬래브 : 3경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

③ 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

20) 하부슬래브 : 3경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

③ 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

21) 하부슬래브 : 3경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

③ 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

22) 하부슬래브 : 4경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

③ 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

23) 하부슬래브 : 4경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

③ 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3972.0 ㎟ ∴ O.K

24) 하부슬래브 : 4경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

③ 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3972.0 ㎟ ∴ O.K

25) 중간슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

26) 중간슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

27) 중간슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

28) 중간슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

29) 중간슬래브 : 2경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

30) 중간슬래브 : 2경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

31) 중간슬래브 : 3경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

32) 중간슬래브 : 3경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

33) 중간슬래브 : 3경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

34) 중간슬래브 : 4경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

35) 중간슬래브 : 4경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

36) 중간슬래브 : 4경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

37) 좌측벽체 : 1층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

③ 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

38) 좌측벽체 : 1층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

③ 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3972.0 ㎟ ∴ O.K

39) 좌측벽체 : 1층(하부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

③ 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3972.0 ㎟ ∴ O.K

40) 좌측벽체 : 2층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

③ 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

41) 좌측벽체 : 2층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

③ 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

42) 좌측벽체 : 2층(하부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

③ 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

43) 우측벽체 : 1층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

③ 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

44) 우측벽체 : 1층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

③ 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3972.0 ㎟ ∴ O.K

45) 우측벽체 : 1층(하부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

③ 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3972.0 ㎟ ∴ O.K

46) 우측벽체 : 2층(상부)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

③ 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

47) 우측벽체 : 2층(중앙부)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

③ 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

48) 우측벽체 : 2층(하부)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

③ 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

17. 내측벽체 검토

17.1 기둥 검토

(단위 : kN.m)

부재	폭	두께	높이	CTC	축력	모멘트	축력×CTC	모멘트×CTC	해석모델	조합
P1(1층)	1.20	0.50	2.84	2.760	3785.0	93.32	10446.46	257.56	상시(ULT)	30
					2192.0	153.21	6049.77	422.86	지진(붕괴)	7
W2(1층)	1.00	0.50	3.34	-	3733.0	3.40	3733.04	3.40	상시	21
					2235.0	304.32	2235.00	304.32	지진(붕괴)	8
P3(1층)	1.20	0.50	2.84	2.760	3784.2	92.23	10444.26	254.55	상시(ULT)	28
					2201.2	153.61	6075.20	423.97	지진(붕괴)	8
W1(2층)	1.00	0.50	1.30	-	3580.8	256.41	3580.79	256.41	상시	30
					1729.9	341.19	1729.94	341.19	지진(붕괴)	8
W2(2층)	1.00	0.50	1.30	-	3489.6	4.15	3489.59	4.15	상시	21
					2155.9	270.42	2155.86	270.42	지진(붕괴)	7
W3(2층)	1.00	0.50	1.30	-	3580.0	259.26	3579.98	259.26	상시	28
					1767.2	341.17	1767.15	341.17	지진(붕괴)	7

* 벽체와 기둥의 판별 (W2)

$0.4Agfck = 0.4 \times 1000 \times 500 \times 27$

$= 5400000\ N = 5400.00\ kN \geq 3733.04\ kN$

∴ 벽체로 검토한다

* 벽체와 기둥의 판별 (W1)

$0.4Agfck = 0.4 \times 1000 \times 500 \times 27$

$= 5400000\ N = 5400.00\ kN \geq 3580.79\ kN$

∴ 벽체로 검토한다

* 벽체와 기둥의 판별 (W2)

$0.4Agfck = 0.4 \times 1000 \times 500 \times 27$

$= 5400000\ N = 5400.00\ kN \geq 3489.59\ kN$

∴ 벽체로 검토한다

* 벽체와 기둥의 판별 (W3)

$0.4Agfck = 0.4 \times 1000 \times 500 \times 27$

$= 5400000\ N = 5400.00\ kN \geq 3579.98\ kN$

∴ 벽체로 검토한다

(1) 1층 벽체 2

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	500.000	80.000	420.000	3733.037	3.398	0.910

* 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0092) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm. ab = k1 x cb = 214.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 214200.000 = 4915.890 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 4915.890 + 864.199 - 916.800 = 4863.289 kN

Mb = Cc x 142.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1005.250 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 206.702 mm, e = Mu/Pu = 0.910 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 602.866 mm, a = k1 x c = 512.436 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 512435.760 = 11760.401 kN

∑Csi = 1228.733 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 11760.401 + 1228.733 - 0.000 = 12989.134 kN

Mn = Cc x -6.218 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11.818 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=0.910) | = 0.0003 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 500.00 - 80.00 = 420.000 mm

c = 602.866 mm, a = k1 x c = 512.436 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (420.00-602.87) / 602.87 = -0.00091

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 10562.718 kN < Pn = 12989.134 kN

ΦPn = 0.65 x 10562.718 = 6865.767 kN ≥ Pu = 3733.037 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.001 = 6.249 kN.m ≥ Mu = 3.398 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 420.00 = 418.279 kN

≥ Vu (= 362.993 kN) , 전단보강 불필요.

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	500.000	80.000	420.000	2235.002	304.324	136.163

* 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0092) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm, ab = k1 x cb = 214.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 214200.000 = 4915.890 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 4915.890 + 864.199 - 916.800 = 4863.289 kN

Mb = Cc x 142.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1005.250 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 206.702 mm, e = Mu/Pu = 136.163 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 324.664 mm, a = k1 x c = 275.965 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 275964.661 = 6333.389 kN

∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 403.819 kN

Pn = 6333.389 + 864.199 - 403.819 = 6793.768 kN

Mn = Cc x 112.018 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 925.014 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=136.156) | = 0.0062 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 500.00 - 80.00 = 420.000 mm

c = 324.664 mm, a = k1 x c = 275.965 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (420.00-324.66) / 324.66 = 0.00088

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 10562.718 kN ≥ Pn = 6793.768 kN

ΦPn = 0.65 x 6793.768 = 4415.950 kN ≥ Pu = 2235.002 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.136 = 601.287 kN.m ≥ Mu = 304.324 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 420.00 = 359.899 kN

< Vu (= 362.993 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (362.993 - 359.899) x 300.00 / (400.0 x 420.00 x Φ) = 7.368 mm²

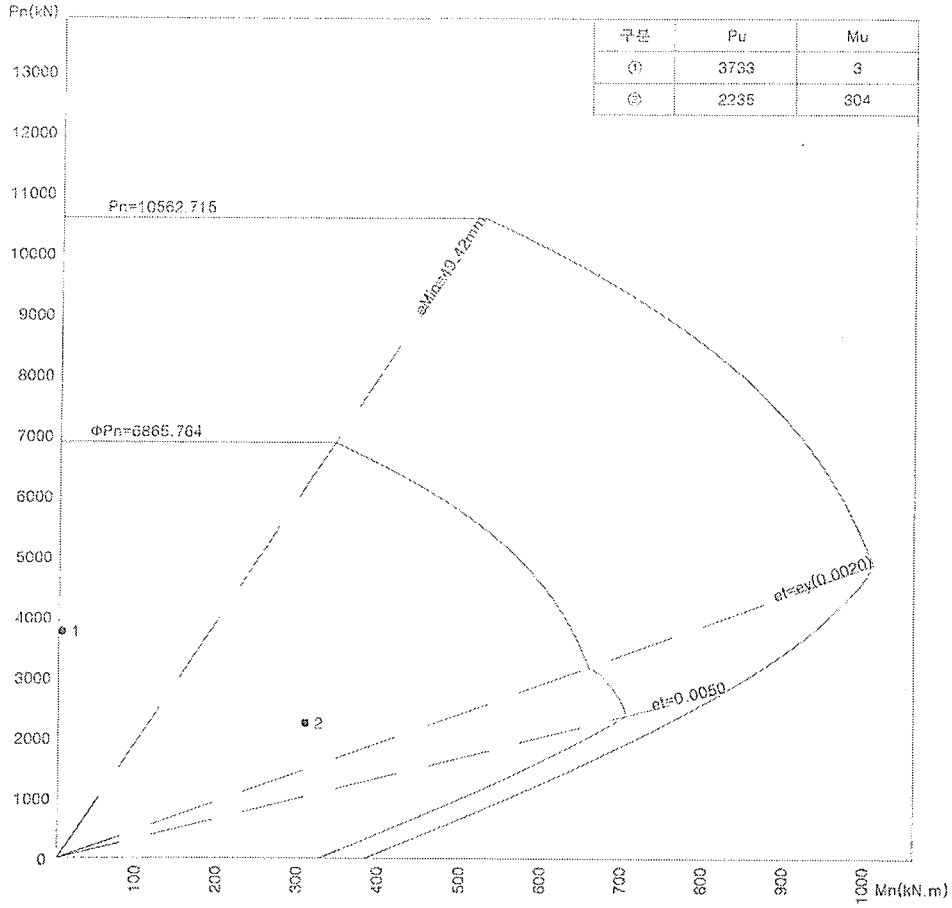
Use Av = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 420.00 / 300.00 = 433.552 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 420.00 = 1454.923 kN ≥ 433.552 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (479.865 + 433.552) = 685.063 kN ≥ 362.993 kN ∴ O.K

4) PM 상관도


Pn(kN)
13000
12000
11000
10000
9000
8000
7000
6000
5000
4000
3000
2000
1000
0
Pn=10562.715
ΦPn=6865.764
eMin=43.42mm
et=ey(0.0020)
et=0.0050
1
2
100
200
300
400
500
600
700
800
900
1000
Mn(kN.m)
구분 Pu Mu
① 3733 3
② 2235 304

(2) 2층 벽체 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	500.000	80.000	420.000	3580.794	256.408	71.607

* 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0092) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm, ab = k1 x cb = 214.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 214200.000 = 4915.890 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 4915.890 + 864.199 - 916.800 = 4863.289 kN

Mb = Cc x 142.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1005.250 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 206.702 mm, e = Mu/Pu = 71.607 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 439.124 mm, a = k1 x c = 373.255 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 373255.005 = 8566.202 kN

∑Csi = 924.088 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 8566.202 + 924.088 - 0.000 = 9490.290 kN

Mn = Cc x 63.372 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 679.594 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=71.609) | = 0.0029 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 500.00 - 80.00 = 420.000 mm

c = 439.124 mm, a = k1 x c = 373.255 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (420.00-439.12) / 439.12 = -0.00013

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 10562.718 kN ≥ Pn = 9490.290 kN

ΦPn = 0.65 x 9490.290 = 6168.688 kN ≥ Pu = 3580.794 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.072 = 441.718 kN.m ≥ Mu = 256.408 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 420.00 = 412.346 kN

< Vu (= 590.524 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (590.524 - 412.346) x 300.00 / (400.0 x 420.00 x Φ) = 424.234 mm²

Use Av = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 420.00 / 300.00 = 433.552 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 420.00 = 1454.923 kN ≥ 433.552 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (549.794 + 433.552) = 737.510 kN ≥ 590.524 kN ∴ O.K

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	500.000	80.000	420.000	1729.944	341.193	197.228

* 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0092) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm. ab = k1 x cb = 214.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 214200.000 = 4915.890 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 4915.890 + 864.199 - 916.800 = 4863.289 kN

Mb = Cc x 142.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1005.250 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 206.702 mm, e = Mu/Pu = 197.228 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 259.135 mm, a = k1 x c = 220.265 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 220265.121 = 5055.085 kN

∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 853.689 kN

Pn = 5055.085 + 864.199 - 853.689 = 5065.595 kN

Mn = Cc x 139.867 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 999.083 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=197.229) | = 0.0013 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 500.00 - 80.00 = 420.000 mm

c = 259.135 mm, a = k1 x c = 220.265 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (420.00-259.14) / 259.14 = 0.00186

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 10562.718 kN ≥ Pn = 5065.595 kN

ΦPn = 0.65 x 5065.595 = 3292.637 kN ≥ Pu = 1729.944 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.197 = 649.399 kN.m ≥ Mu = 341.193 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 420.00 = 340.216 kN

< Vu (= 590.524 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (590.524 - 340.216) x 300.00 / (400.0 x 420.00 x Φ) = 595.972 mm²

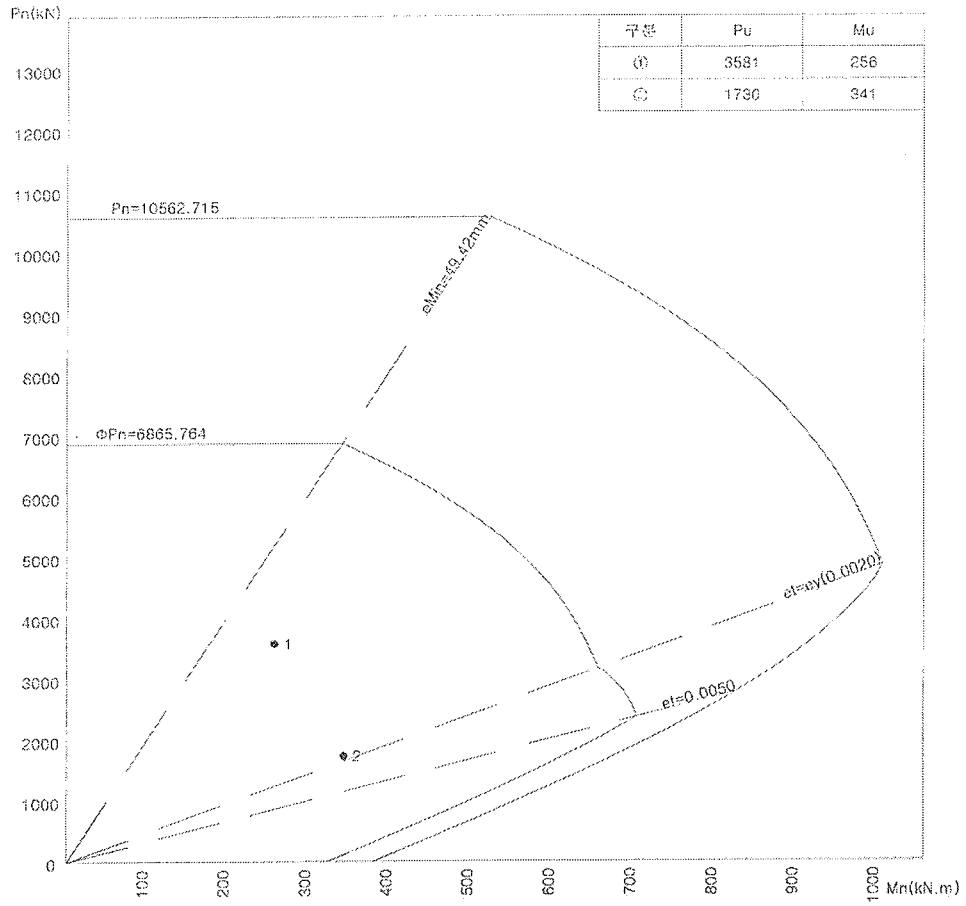
Use Av = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 420.00 / 300.00 = 433.552 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 420.00 = 1454.923 kN ≥ 433.552 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (453.621 + 433.552) = 665.380 kN ≥ 590.524 kN ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	3581	256
②	1730	341

(3) 2층 벽체 2

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	500.000	80.000	420.000	3489.588	4.146	1.188

* 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0092) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm, ab = k1 x cb = 214.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 214200.000 = 4915.890 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 4915.890 + 864.199 - 916.800 = 4863.289 kN

Mb = Cc x 142.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1005.250 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 206.702 mm, e = Mu/Pu = 1.188 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 602.193 mm, a = k1 x c = 511.864 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 511863.785 = 11747.274 kN

∑Csi = 1227.662 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 11747.274 + 1227.662 - 0.000 = 12974.936 kN

Mn = Cc x -5.932 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 15.441 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1.190)| = 0.0019 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 500.00 - 80.00 = 420.000 mm

c = 602.193 mm, a = k1 x c = 511.864 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (420.00-602.19) / 602.19 = -0.00091

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 10562.718 kN < Pn = 12974.936 kN

ΦPn = 0.65 x 10562.718 = 6865.767 kN ≥ Pu = 3489.588 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.001 = 8.158 kN.m ≥ Mu = 4.146 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 420.00 = 408.791 kN

≥ Vu (= 319.557 kN) , 전단보강 불필요.

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	500.000	80.000	420.000	2155.862	270.419	125.434

* 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0092) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm. ab = k1 x cb = 214.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 214200.000 = 4915.890 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 4915.890 + 864.199 - 916.800 = 4863.289 kN

Mb = Cc x 142.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1005.250 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 206.702 mm, e = Mu/Pu = 125.434 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 340.398 mm, a = k1 x c = 289.338 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 289337.997 = 6640.307 kN

∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 321.592 kN

Pn = 6640.307 + 864.199 - 321.592 = 7182.914 kN

Mn = Cc x 105.331 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 901.015 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=125.439)| = 0.0042 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 500.00 - 80.00 = 420.000 mm

c = 340.398 mm, a = k1 x c = 289.338 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (420.00-340.40) / 340.40 = 0.00070

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 10562.718 kN ≥ Pn = 7182.914 kN

ΦPn = 0.65 x 7182.914 = 4668.894 kN ≥ Pu = 2155.862 kN ∴ O.K

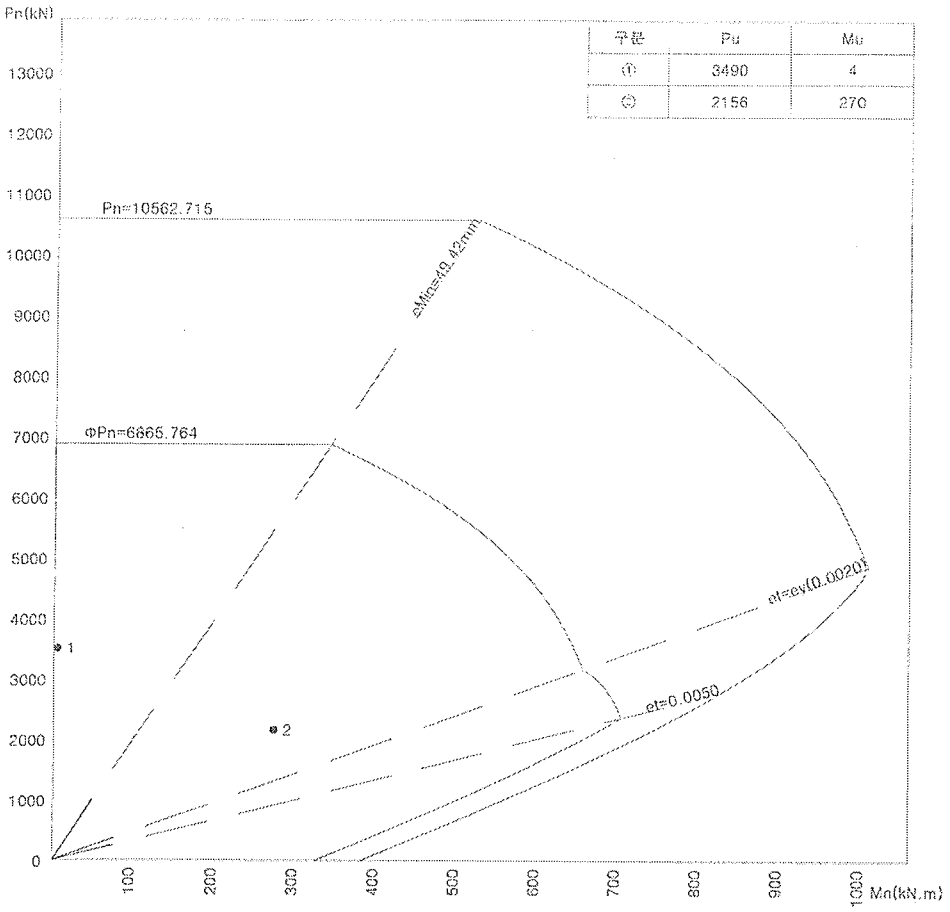
ΦMn = ΦPn x 0.125 = 585.640 kN.m ≥ Mu = 270.419 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 420.00 = 356.814 kN

≥ Vu (= 319.557 kN) , 전단보강 불필요.

4) PM 상관도


Pn(kN)
13000
12000
11000
10000
9000
8000
7000
6000
5000
4000
3000
2000
1000
0
Pn=10562.715
ΦPn=6665.764
εMin=f0.42mm
et=ey(0.0020)
et=0.0050
1
2
100
200
300
400
500
600
700
800
900
1000
Mn(kN.m)
구분 Pu Mu
① 3490 4
② 2156 270

(4) 2층 벽체 3

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	500.000	80.000	420.000	3579.978	259.259	72.419

* 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0092) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm, ab = k1 x cb = 214.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 214200.000 = 4915.890 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 4915.890 + 864.199 - 916.800 = 4863.289 kN

Mb = Cc x 142.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1005.250 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 206.702 mm, e = Mu/Pu = 72.419 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 437.425 mm, a = k1 x c = 371.811 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 371811.447 = 8533.073 kN

∑Csi = 918.981 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 8533.073 + 918.981 - 0.000 = 9452.054 kN

Mn = Cc x 64.094 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 684.522 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=72.420) | = 0.0012 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 500.00 - 80.00 = 420.000 mm

c = 437.425 mm, a = k1 x c = 371.811 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (420.00-437.43) / 437.43 = -0.00012

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 10562.718 kN ≥ Pn = 9452.054 kN

ΦPn = 0.65 x 9452.054 = 6143.835 kN ≥ Pu = 3579.978 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.072 = 444.932 kN.m ≥ Mu = 259.259 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 420.00 = 412.314 kN

< Vu (= 590.363 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (590.363 - 412.314) x 300.00 / (400.0 x 420.00 x Φ) = 423.926 mm²

Use Av = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 420.00 / 300.00 = 433.552 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 420.00 = 1454.923 kN ≥ 433.552 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (549.752 + 433.552) = 737.478 kN ≥ 590.363 kN ∴ O.K

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	500.000	80.000	420.000	1767.147	341.171	193.063

* 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0092) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm, ab = k1 x cb = 214.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 214200.000 = 4915.890 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 4915.890 + 864.199 - 916.800 = 4863.289 kN

Mb = Cc x 142.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1005.250 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 206.702 mm, e = Mu/Pu = 193.063 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 262.484 mm, a = k1 x c = 223.111 mm 를 사용,

Cc = 0.85 x 27.0 x 223111.382 = 5120.406 kN

∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 825.254 kN

Pn = 5120.406 + 864.199 - 825.254 = 5159.351 kN

Mn = Cc x 138.444 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 996.098 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=193.067)| = 0.0036 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 500.00 - 80.00 = 420.000 mm

c = 262.484 mm, a = k1 x c = 223.111 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (420.00-262.48) / 262.48 = 0.00180

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 10562.718 kN ≥ Pn = 5159.351 kN

ΦPn = 0.65 x 5159.351 = 3353.578 kN ≥ Pu = 1767.147 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.193 = 647.452 kN.m ≥ Mu = 341.171 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 420.00 = 341.666 kN

< Vu (= 590.363 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (590.363 - 341.666) x 300.00 / (400.0 x 420.00 x Φ) = 592.136 mm²

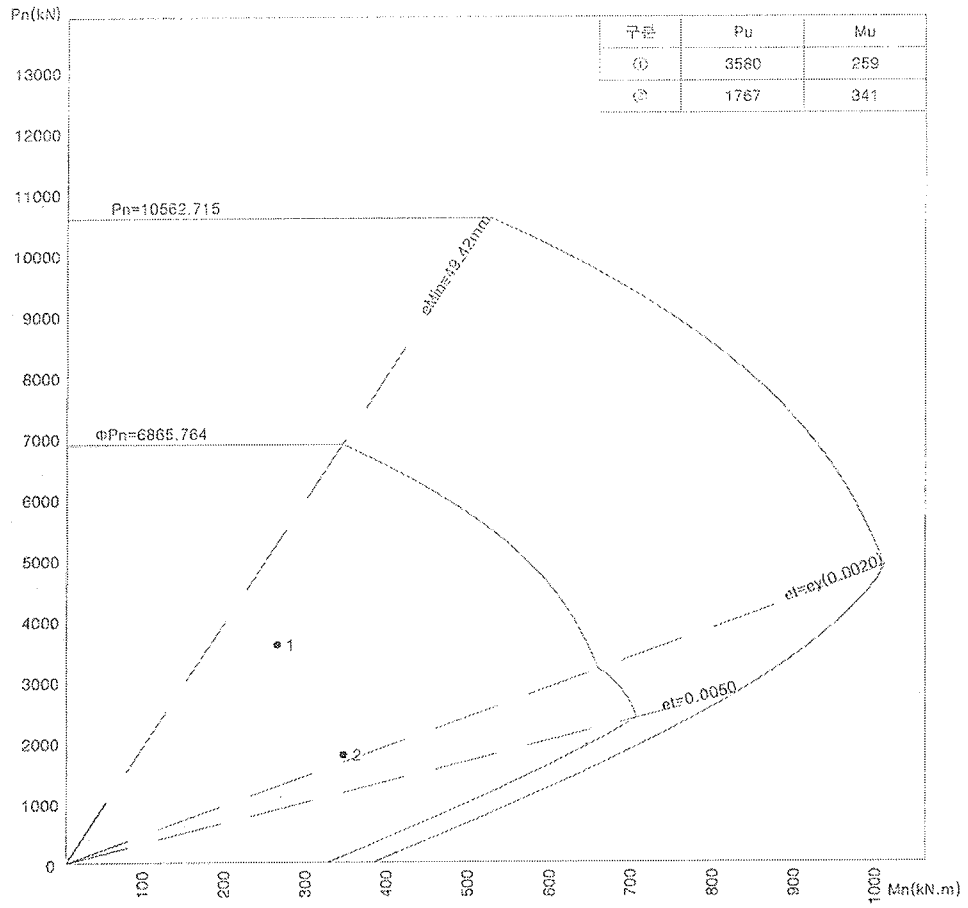
Use Av = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 420.00 / 300.00 = 433.552 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 420.00 = 1454.923 kN ≥ 433.552 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (455.554 + 433.552) = 666.830 kN ≥ 590.363 kN ∴ O.K

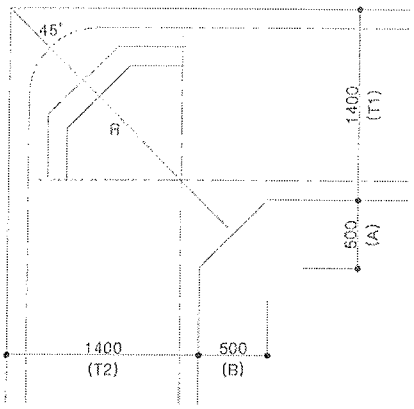
4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	3580	259
②	1767	341

18. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1704.784 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1704.784 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 2333.452 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5746.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1704.78 \times 10\text{^}6}{2333.452^2 \times 1000} = 1.565 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1704.78 \times 10\text{^}6}{2333.452 \times 180} = 8117.605 \text{ mm}^2$$

Asb = 5746.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 8117.605 mm² - 5746.400 mm²

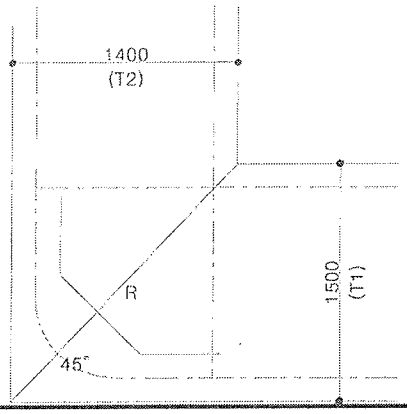
= 2371.205 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA

∴ Total As = 3096.800 mm² > Req'd As (= 2371.205 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 3053.586 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 3053.586 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2051.828$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 7708.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3053.59 \times 10\text{^}6}{2051.828^2 \times 1000} = 3.627 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 3053.59 \times 10\text{^}6}{2051.828 \times 180} = 16535.853 \text{ mm}^2$$

Asb = 7708.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 16535.853 mm² - 7708.800 mm²

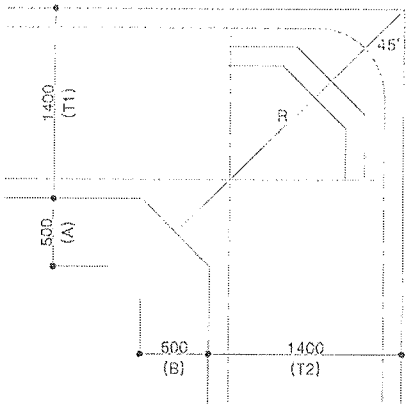
= 8827.053 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 9192.800 mm² > Req'd As (= 8827.053 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1675.168 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1675.168 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 2333.452 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5746.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1675.17 \times 10^{6}}{2333.452^2 \times 1000} = 1.538 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1675.17 \times 10^{6}}{2333.452 \times 180} = 7976.584 \text{ mm}^2$$

Asb = 5746.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 7976.584 mm² - 5746.400 mm²

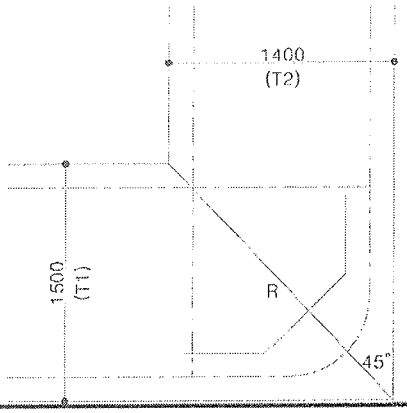
= 2230.184 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA

∴ Total As = 3096.800 mm² > Req'd As (= 2230.184 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 3016.352 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 3016.352 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2051.828$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 7708.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3016.35 \times 10\text{^}6}{2051.828^2 \times 1000} = 3.582 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 3016.35 \times 10\text{^}6}{2051.828 \times 180} = 16334.222 \text{ mm}^2$$

Asb = 7708.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 16334.222 mm² - 7708.800 mm²

= 8625.422 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 9192.800 mm² > Req'd As (= 8625.422 mm²) ----------> O.K !!!

19. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	1422	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	668.369	O.K	5.35
		중앙부	2	1320	H32 - 8.0EA	125	170.492	O.K	1.36
		우측	3	1423	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	126.974	O.K	1.02
	2경간	좌측	4	1423	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	162.619	O.K	1.30
		중앙부	5	1320	H29 - 8.0EA	125	231.761	O.K	1.85
		우측	6	1417	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	186.767	O.K	1.49
	3경간	좌측	7	1417	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	187.199	O.K	1.50
		중앙부	8	1320	H29 - 8.0EA	125	234.730	O.K	1.88
		우측	9	1423	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	166.038	O.K	1.33
	4경간	좌측	10	1423	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	127.458	O.K	1.02
		중앙부	11	1320	H32 - 8.0EA	125	172.960	O.K	1.38
		우측	12	1422	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	682.281	O.K	5.46
하부슬래브	1경간	좌측	13	1300	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	245.797	O.K	1.97
		중앙부	14	1400	H32 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측	15	1417	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	179.574	O.K	1.44
	2경간	좌측	16	1417	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	166.272	O.K	1.33
		중앙부	17	1420	H29 - 8.0EA	125	267.034	O.K	2.14
		우측	18	1350	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	146.640	O.K	1.17

하부슬래브	3경간	좌측	19	1350	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	145.655	O.K	1.17
		중앙부	20	1420	H29 - 8.0EA	125	267.034	O.K	2.14
		우측	21	1417	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	168.188	O.K	1.35
	4경간	좌측	22	1417	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	179.958	O.K	1.44
		중앙부	23	1400	H32 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측	24	1300	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	251.470	O.K	2.01
중간슬래브	1경간	좌측	25	387	H19 - 8.0EA	125	379.281	O.K	3.03
		중앙부	26	220	H16 - 8.0EA	125	246.118	O.K	1.97
		우측	27	387	H19 - 8.0EA	125	268.662	O.K	2.15
	2경간	좌측	28	387	H19 - 8.0EA	125	314.456	O.K	2.52
		중앙부	29	220	H16 - 8.0EA	125	229.909	O.K	1.84
		우측	30	387	H19 - 8.0EA	125	247.081	O.K	1.98
	3경간	좌측	31	387	H19 - 8.0EA	125	248.173	O.K	1.99
		중앙부	32	220	H16 - 8.0EA	125	228.380	O.K	1.83
		우측	33	387	H19 - 8.0EA	125	317.689	O.K	2.54
	4경간	좌측	34	387	H19 - 8.0EA	125	270.805	O.K	2.17
		중앙부	35	220	H16 - 8.0EA	125	245.024	O.K	1.96
		우측	36	387	H19 - 8.0EA	125	383.463	O.K	3.07
좌측벽체	1층	1층(상부)	37	1467	H32 - 8.0EA	125	363.441	O.K	2.91
		1층(중앙부)	38	1320	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	39	1200	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	219.103	O.K	1.75
	2층	2층(상부)	40	1422	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	473.305	O.K	3.79
		2층(중앙부)	41	1320	H22 - 8.0EA	125	1064.079	O.K	8.51
		2층(하부)	42	1300	H32 - 8.0EA	125	384.172	O.K	3.07

우측부재	1층	1층(상부)	43	1467	H32 - 8.0EA	125	398.245	O.K	3.19
		1층(중앙부)	44	1320	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	45	1200	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	223.661	O.K	1.79
	2층	2층(상부)	46	1422	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	485.386	O.K	3.88
		2층(중앙부)	47	1320	H22 - 8.0EA	125	1436.131	O.K	11.49
		2층(하부)	48	1300	H32 - 8.0EA	125	426.175	O.K	3.41

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1326.195 x 1000000 / [11492.800 x (1421.950 - 404.589/3)]

= 89.655 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x11492.800/1000.0 + 7x11492.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1421.9/(7x11492.800)]

= 404.589 mm

사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 89.65) - 2.5 x 84.00 = 668.37 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 89.65) = 702.70 mm

Sa는 작은 값인 668.37 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 668.37 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1846.479 x 1000000 / [6353.600 x (1320.000 - 301.057/3)]

= 238.281 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x6353.600)]

= 301.057 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 238.28) - 2.5 x 64.00 = 170.49 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 238.28) = 264.39 mm

Sa는 작은 값인 170.49 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 170.49 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2761.651 x 1000000 / [9192.800 x (1422.571 - 368.345/3)]
= 231.126 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9192.800/1000.0 + 7x9192.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1422.6/(7x9192.800)]
= 368.345 mm

사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 144.1 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 231.13) - 2.5 x 85.50 = 126.97 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 231.13) = 272.58 mm
Sa는 작은 값인 126.97 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 126.97 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2500.100 x 1000000 / [9192.800 x (1422.571 - 368.345/3)]
= 209.236 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9192.800/1000.0 + 7x9192.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1422.6/(7x9192.800)]
= 368.345 mm

사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 144.1 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 209.24) - 2.5 x 85.50 = 162.62 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 209.24) = 301.10 mm
Sa는 작은 값인 162.62 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 162.62 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 2경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1257.149 x 1000000 / [5139.200 x (1320.000 - 274.294/3)]
= 199.109 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x5139.200)]
= 274.294 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 199.11) - 2.5 x 65.50 = 231.76 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 199.11) = 316.41 mm
Sa는 작은 값인 231.76 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 231.76 mm) ∴ O.K

6) 상부슬래브 2경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2603.484 x 1000000 / [10278.400 x (1416.667 - 385.251/3)]
= 196.621 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1416.7/(7x10278.400)]
= 385.251 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 196.62) - 2.5 x 85.50 = 186.77 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 196.62) = 320.41 mm
Sa는 작은 값인 186.77 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 186.77 mm) ∴ O.K

7) 상부슬래브 3경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2600.683 x 1000000 / [10278.400 x (1416.667 - 385.251/3)]
= 196.409 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1416.7/(7x10278.400)]
= 385.251 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 196.41) - 2.5 x 85.50 = 187.20 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 196.41) = 320.76 mm
Sa는 작은 값인 187.20 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 187.20 mm) ∴ O.K

8) 상부슬래브 3경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1247.782 x 1000000 / [5139.200 x (1320.000 - 274.294/3)]
= 197.626 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x5139.200)]
= 274.294 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 197.63) - 2.5 x 65.50 = 234.73 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 197.63) = 318.78 mm
Sa는 작은 값인 234.73 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 234.73 mm) ∴ O.K

9) 상부슬래브 3경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2477.592 x 1000000 / [9192.800 x (1422.571 - 368.345/3)]
= 207.352 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9192.800/1000.0 + 7x9192.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1422.6/(7x9192.800)]
= 368.345 mm

사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 144.1 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 207.35) - 2.5 x 85.50 = 166.04 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 207.35) = 303.83 mm
Sa는 작은 값인 166.04 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 166.04 mm) ∴ O.K

10) 상부슬래브 4경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2757.730 x 1000000 / [9192.800 x (1422.571 - 368.345/3)]
= 230.797 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9192.800/1000.0 + 7x9192.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1422.6/(7x9192.800)]
= 368.345 mm

사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 144.1 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 230.80) - 2.5 x 85.50 = 127.46 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 230.80) = 272.97 mm
Sa는 작은 값인 127.46 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 127.46 mm) ∴ O.K

11) 상부슬래브 4경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1832.790 x 1000000 / [6353.600 x (1320.000 - 301.057/3)]
= 236.515 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x6353.600)]
= 301.057 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 236.51) - 2.5 x 64.00 = 172.96 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 236.51) = 266.37 mm
Sa는 작은 값인 172.96 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 172.96 mm) ∴ O.K

12) 상부슬래브 4경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1305.518 x 1000000 / [11492.800 x (1421.950 - 404.589/3)]
= 88.257 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11492.800/1000.0 + 7x11492.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1421.9/(7x11492.800)]
= 404.589 mm

사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 88.26) - 2.5 x 84.00 = 682.28 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 88.26) = 713.82 mm
Sa는 작은 값인 682.28 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 682.28 mm) ∴ O.K

13) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3053.586 x 1000000 / [15417.600 x (1300.000 - 432.676/3)]
= 171.364 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15417.600/1000.0 + 7x15417.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1300.0/(7x15417.600)]
= 432.676 mm

사용철근량 = 15417.6 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 171.36) - 2.5 x 85.50 = 245.80 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 171.36) = 367.64 mm
Sa는 작은 값인 245.80 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 245.80 mm) ∴ O.K

14) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2651.100 x 1000000 / [10278.400 x (1416.667 - 385.251/3)]
= 200.217 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1416.7/(7x10278.400)]
= 385.251 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 200.22) - 2.5 x 85.50 = 179.57 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 200.22) = 314.66 mm
Sa는 작은 값인 179.57 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 179.57 mm) ∴ O.K

15) 하부슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2743.891 x 1000000 / [10278.400 x (1416.667 - 385.251/3)]
= 207.225 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1416.7/(7x10278.400)]
= 385.251 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 207.22) - 2.5 x 85.50 = 166.27 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 207.22) = 304.02 mm
Sa는 작은 값인 166.27 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 166.27 mm) ∴ O.K

16) 하부슬래브 2경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1244.595 x 1000000 / [5139.200 x (1420.000 - 285.680/3)]
= 182.806 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1420.0/(7x5139.200)]
= 285.680 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 182.81) - 2.5 x 65.50 = 267.03 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 182.81) = 344.63 mm
Sa는 작은 값인 267.03 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 267.03 mm) ∴ O.K

17) 하부슬래브 2경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2751.579 x 1000000 / [10278.400 x (1350.000 - 374.636/3)]
= 218.513 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1350.0/(7x10278.400)]
= 374.636 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 218.51) - 2.5 x 85.50 = 146.64 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 218.51) = 288.31 mm
Sa는 작은 값인 146.64 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 146.64 mm) ∴ O.K

18) 하부슬래브 3경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2759.125 x 1000000 / [10278.400 x (1350.000 - 374.636/3)]
= 219.112 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1350.0/(7x10278.400)]
= 374.636 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 219.11) - 2.5 x 85.50 = 145.65 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 219.11) = 287.52 mm
Sa는 작은 값인 145.65 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 145.65 mm) ∴ O.K

19) 하부슬래브 3경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1244.594 x 1000000 / [5139.200 x (1420.000 - 285.680/3)]
= 182.806 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1420.0/(7x5139.200)]
= 285.680 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 182.81) - 2.5 x 65.50 = 267.03 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 182.81) = 344.63 mm
Sa는 작은 값인 267.03 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 267.03 mm) ∴ O.K

20) 하부슬래브 3경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2730.133 x 1000000 / [10278.400 x (1416.667 - 385.251/3)]
= 206.186 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1416.7/(7x10278.400)]
= 385.251 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 206.19) - 2.5 x 85.50 = 168.19 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 206.19) = 305.55 mm
Sa는 작은 값인 168.19 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 168.19 mm) ∴ O.K

21) 하부슬래브 4경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2648.510 x 1000000 / [10278.400 x (1416.667 - 385.251/3)]
= 200.021 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1416.7/(7x10278.400)]
= 385.251 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 200.02) - 2.5 x 85.50 = 179.96 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 200.02) = 314.97 mm
Sa는 작은 값인 179.96 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 179.96 mm) ∴ O.K

22) 하부슬래브 4경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3016.352 x 1000000 / [15417.600 x (1300.000 - 432.676/3)]
= 169.275 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15417.600/1000.0 + 7x15417.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1300.0/(7x15417.600)]
= 432.676 mm

사용철근량 = 15417.6 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 169.27) - 2.5 x 85.50 = 251.47 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 169.27) = 372.18 mm
Sa는 작은 값인 251.47 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 251.47 mm) ∴ O.K

23) 중간슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 115.180 x 1000000 / [2292.000 x (386.667 - 96.494/3)]
= 141.756 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x386.7/(7x2292.000)]
= 96.494 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 141.76) - 2.5 x 70.50 = 379.28 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 141.76) = 444.42 mm
Sa는 작은 값인 379.28 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 379.28 mm) ∴ O.K

24) 중간슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 58.753 x 1000000 / [1588.800 x (220.000 - 59.711/3)]
= 184.808 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x220.0/(7x1588.800)]
= 59.711 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 184.81) - 2.5 x 72.00 = 246.12 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 184.81) = 340.89 mm
Sa는 작은 값인 246.12 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 246.12 mm) ∴ O.K

25) 중간슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 143.817 x 1000000 / [2292.000 x (386.667 - 96.494/3)]
= 177.001 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x386.7/(7x2292.000)]
= 96.494 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 177.00) - 2.5 x 70.50 = 268.66 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 177.00) = 355.93 mm
Sa는 작은 값인 268.66 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 268.66 mm) ∴ O.K

26) 중간슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 130.396 x 1000000 / [2292.000 x (386.667 - 96.494/3)]
= 160.483 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x386.7/(7x2292.000)]
= 96.494 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 160.48) - 2.5 x 70.50 = 314.46 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 160.48) = 392.56 mm
Sa는 작은 값인 314.46 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 314.46 mm) ∴ O.K

27) 중간슬래브 2경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 61.076 x 1000000 / [1588.800 x (220.000 - 59.711/3)]
= 192.116 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x220.0/(7x1588.800)]
= 59.711 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 192.12) - 2.5 x 72.00 = 229.91 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 192.12) = 327.93 mm

Sa는 작은 값인 229.91 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 229.91 mm) ∴ O.K

28) 중간슬래브 2경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 151.148 x 1000000 / [2292.000 x (386.667 - 96.494/3)]
= 186.025 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x386.7/(7x2292.000)]
= 96.494 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 186.02) - 2.5 x 70.50 = 247.08 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 186.02) = 338.66 mm

Sa는 작은 값인 247.08 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 247.08 mm) ∴ O.K

29) 중간슬래브 3경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 150.760 x 1000000 / [2292.000 x (386.667 - 96.494/3)]
= 185.546 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x386.7/(7x2292.000)]
= 96.494 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 185.55) - 2.5 x 70.50 = 248.17 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 185.55) = 339.54 mm
Sa는 작은 값인 248.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 248.17 mm) ∴ O.K

30) 중간슬래브 3경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 61.305 x 1000000 / [1588.800 x (220.000 - 59.711/3)]
= 192.835 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x220.0/(7x1588.800)]
= 59.711 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 192.84) - 2.5 x 72.00 = 228.38 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 192.84) = 326.70 mm
Sa는 작은 값인 228.38 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 228.38 mm) ∴ O.K

31) 중간슬래브 3경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 129.542 x 1000000 / [2292.000 x (386.667 - 96.494/3)]
= 159.433 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x386.7/(7x2292.000)]
= 96.494 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 159.43) - 2.5 x 70.50 = 317.69 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 159.43) = 395.15 mm
Sa는 작은 값인 317.69 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 317.69 mm) ∴ O.K

32) 중간슬래브 4경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 143.127 x 1000000 / [2292.000 x (386.667 - 96.494/3)]
= 176.153 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x386.7/(7x2292.000)]
= 96.494 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 176.15) - 2.5 x 70.50 = 270.81 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 176.15) = 357.64 mm
Sa는 작은 값인 270.81 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 270.81 mm) ∴ O.K

33) 중간슬래브 4경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 58.904 x 1000000 / [1588.800 x (220.000 - 59.711/3)]
= 185.284 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x220.0/(7x1588.800)]
= 59.711 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 185.28) - 2.5 x 72.00 = 245.02 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 185.28) = 340.02 mm
Sa는 작은 값인 245.02 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 245.02 mm) ∴ O.K

34) 중간슬래브 4경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 114.319 x 1000000 / [2292.000 x (386.667 - 96.494/3)]
= 140.697 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x386.7/(7x2292.000)]
= 96.494 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 140.70) - 2.5 x 70.50 = 383.46 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 140.70) = 447.77 mm
Sa는 작은 값인 383.46 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 383.46 mm) ∴ O.K

35) 좌측벽체 1층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1186.805 x 1000000 / [6353.600 x (1466.667 - 319.446/3)]
= 137.329 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1466.7/(7x6353.600)]
= 319.446 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 137.33) - 2.5 x 84.00 = 363.44 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 137.33) = 458.75 mm
Sa는 작은 값인 363.44 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 363.44 mm) ∴ O.K

36) 좌측벽체 1층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2980.428 x 1000000 / [15417.600 x (1200.000 - 412.330/3)]
= 181.932 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15417.600/1000.0 + 7x15417.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1200.0/(7x15417.600)]
= 412.330 mm

사용철근량 = 15417.6 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 181.93) - 2.5 x 85.50 = 219.10 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 181.93) = 346.28 mm
Sa는 작은 값인 219.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 219.10 mm) ∴ O.K

37) 좌측벽체 2층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1704.784 x 1000000 / [11492.800 x (1421.950 - 404.589/3)]
= 115.249 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11492.800/1000.0 + 7x11492.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1421.9/(7x11492.800)]
= 404.589 mm

사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 115.25) - 2.5 x 84.00 = 473.31 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 115.25) = 546.64 mm
Sa는 작은 값인 473.31 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 473.31 mm) ∴ O.K

38) 좌측벽체 2층(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 228.666 x 1000000 / [3096.800 x (1320.000 - 218.528/3)]
= 59.206 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x3096.800)]
= 218.528 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 59.21) - 2.5 x 69.00 = 1157.60 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 59.21) = 1064.08 mm
Sa는 작은 값인 1064.08 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1064.08 mm) ∴ O.K

39) 좌측벽체 2층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1010.936 x 1000000 / [6353.600 x (1300.000 - 298.473/3)]
= 132.537 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1300.0/(7x6353.600)]
= 298.473 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 132.54) - 2.5 x 84.00 = 384.17 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 132.54) = 475.34 mm
Sa는 작은 값인 384.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 384.17 mm) ∴ O.K

40) 우측벽체 1층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1118.896 x 1000000 / [6353.600 x (1466.667 - 319.446/3)]
= 129.471 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1466.7/(7x6353.600)]
= 319.446 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 129.47) - 2.5 x 84.00 = 398.25 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 129.47) = 486.60 mm
Sa는 작은 값인 398.25 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 398.25 mm) ∴ O.K

41) 우측벽체 1층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2949.373 x 1000000 / [15417.600 x (1200.000 - 412.330/3)]
= 180.037 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15417.600/1000.0 + 7x15417.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1200.0/(7x15417.600)]
= 412.330 mm

사용철근량 = 15417.6 mm² (철근도심 : 200.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 180.04) - 2.5 x 85.50 = 223.66 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 180.04) = 349.93 mm
Sa는 작은 값인 223.66 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 223.66 mm) ∴ O.K

42) 우측벽체 2층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1675.168 x 1000000 / [11492.800 x (1421.950 - 404.589/3)]
= 113.246 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11492.800/1000.0 + 7x11492.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1421.9/(7x11492.800)]
= 404.589 mm

사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 113.25) - 2.5 x 84.00 = 485.39 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 113.25) = 556.31 mm
Sa는 작은 값인 485.39 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 485.39 mm) ∴ O.K

43) 우측벽체 2층(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 169.426 x 1000000 / [3096.800 x (1320.000 - 218.528/3)]
= 43.868 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x3096.800)]
= 218.528 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 43.87) - 2.5 x 69.00 = 1622.66 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 43.87) = 1436.13 mm
Sa는 작은 값인 1436.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1436.13 mm) ∴ O.K

44) 우측벽체 2층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 944.190 x 1000000 / [6353.600 x (1300.000 - 298.473/3)]
= 123.787 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1300.0/(7x6353.600)]
= 298.473 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 123.79) - 2.5 x 84.00 = 426.17 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 123.79) = 508.94 mm
Sa는 작은 값인 426.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 426.17 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 12.050 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.40 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 철 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 12.050 / 28

T = 0.430 m < 1.400 m ----------> O.K

20. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

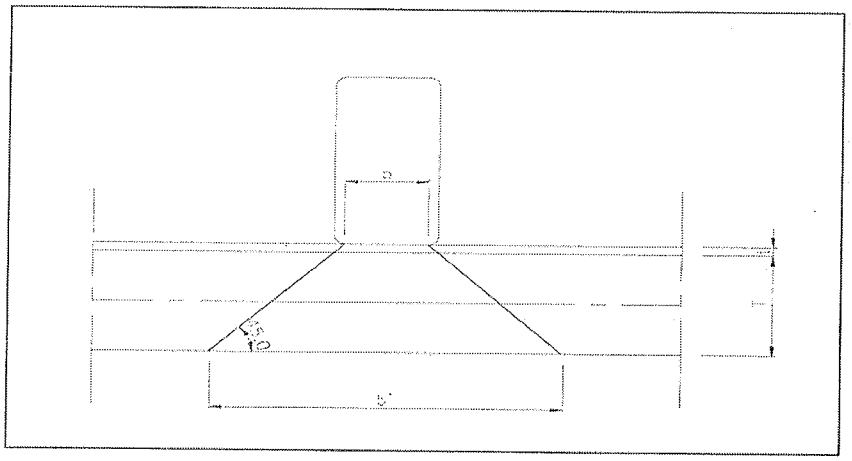
1) 고정하중

- 구체자중 = 4490.032 / 48.700 = 92.198 kN/m²
- 상부연직하중 = 152.35 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

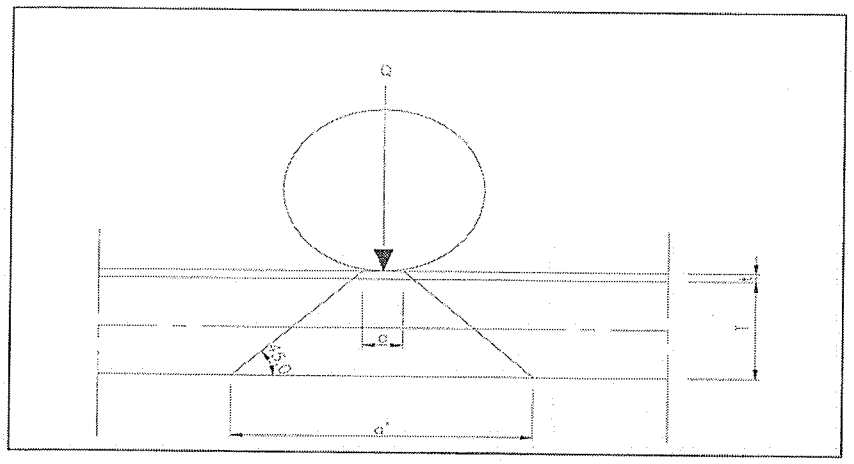


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 1500 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.500 + 0.040) × cot 45°

= 3.580 m



a' = 0.200 + 2 × (1.500 + 0.040) × cot 45°

= 3.280 m

Qz = 96.0 / (3.580 × 3.280 8.176 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 92.20 + 152.35 + 15.00 + 0.92 + 8.18

= 268.643 kN/m²

Qa' = 677.16 kN/m² > Qmax = 268.643 kN/m² ..... O.K !!!

20.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	48.700	×	1.400	×	25.000			=	1704.500	kN/m
- 중간슬래브	:	48.700	×	0.300	×	25.000			=	365.250	kN/m
- 하부슬래브	:	48.700	×	1.500	×	25.000			=	1826.250	kN/m
- 벽체	:	1.400	×	5.940	×	2 ea	×	25.000	=	415.800	kN/m
		0.500	×	5.940	×	3 ea	×	25.000	=	222.750	kN/m
	:	1.400	×	5.940	×	2 ea	×	25.000	=	415.800	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	16	×	25.000			=	50.000	kN/m
- 포장	:	9.800	×	0.040	×	4 ea	×	23.000	=	36.064	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	48.700	×	1.000	×	19.000			=	925.300	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	48.700	×	6.300	×	10.000			=	3068.100	kN/m
- 수직수압	:	48.700	×	6.300	×	10.000			=	3068.100	kN/m
								∴ Σ	=	12097.914	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 6.300 \times 19.000 + 6.300^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 115.797$ kN/m

∴ Σ = 3.458 + 115.797 = 119.255 kN/m

(3) 저항력

R = 12097.914 + 119.255 = 12217.169 kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 48.700 \times 15.140 \times 10.000$

$= 7373.180$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 12217.169 / 7373.180$

$= 1.657 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.5 m (보링주상도 NABB-7 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	48.700	×	1.400	×	25.000				=	1704.500	kN/m
- 중간슬래브	:	48.700	×	0.300	×	25.000				=	365.250	kN/m
- 하부슬래브	:	48.700	×	1.500	×	25.000				=	1826.250	kN/m
- 벽체	:	1.400	×	5.940	×	2 ea	×	25.000		=	415.800	kN/m
		0.500	×	5.940	×	3 ea	×	25.000		=	222.750	kN/m
	:	1.400	×	5.940	×	2 ea	×	25.000		=	415.800	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	16	×	25.000				=	50.000	kN/m
- 포장	:	9.800	×	0.040	×	4 ea	×	23.000		=	36.064	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	48.700	×	6.500	×	19.000				=	6014.450	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	48.700	×	0.800	×	10.000				=	389.600	kN/m
- 수직수압	:	48.700	×	0.800	×	10.000				=	389.600	kN/m
									∴ Σ	=	11830.064	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 6.500^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 146.089$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 6.500 \times 0.800 \times 19.000 + 0.800^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 37.125$ kN/m

∴ $\Sigma = 146.089 + 37.125 = 183.214$ kN/m

(3) 저항력

$R = 11830.064 + 183.214 = 12013.278$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 48.700 \times 9.640 \times 10.000$

$= 4694.680$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 12013.278 / 4694.680$

$= 2.559 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{1826.250}{48.700 \times 10.000 \times 1.100} = 3.409 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.409 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{2242.050}{48.700 \times 10.000 \times 1.100} = 4.185 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.185 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{2514.800}{48.700 \times 10.000 \times 1.100} = 4.694 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.694 m 이하유지

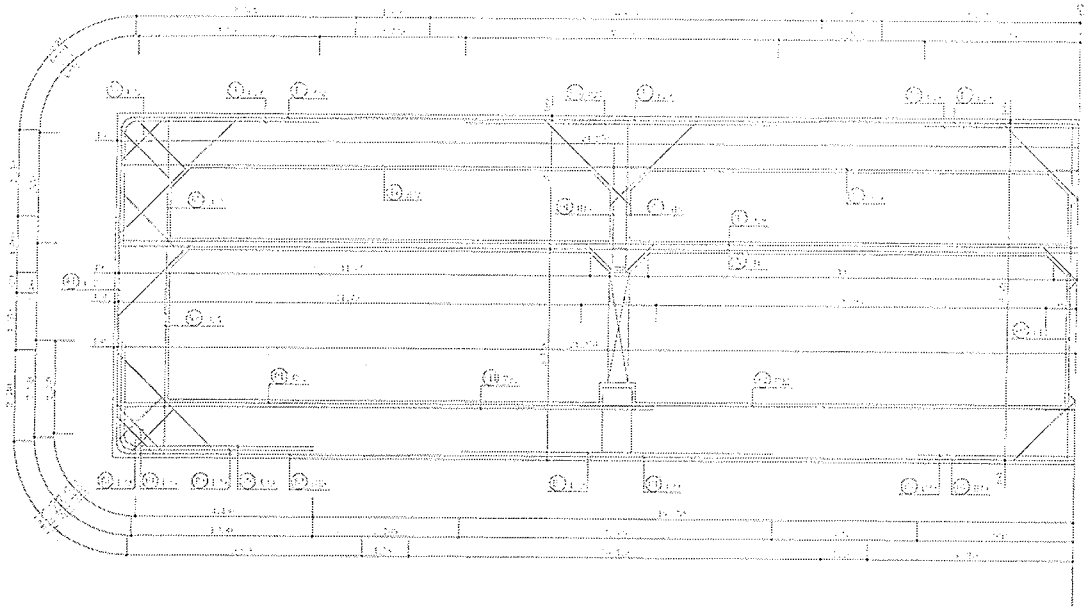
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{5000.350}{48.700 \times 10.000 \times 1.100} = 9.334 \text{ m}$$

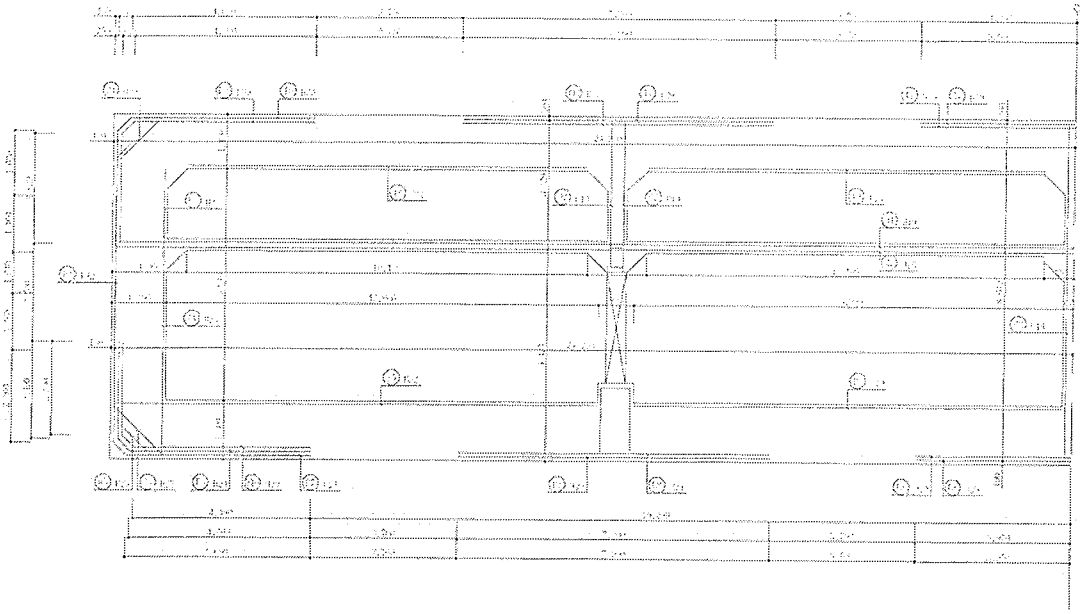
∴ 구조물 저면으로 부터 9.334 m 이하유지

21. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



2.2 영업소 집수정구간 BOX

B7

▨ 구조 설계 요약

◇ 모멘트 = kN·m 전단력 = kN

구 조 계 산 서										
부 재		작용력(모멘트)		작용력(전단력)		저 항 력		안전율		사용철근량
		상 시	지 진 시	상 시	지 진 시	모멘트	전단력	모멘트	전단력	
상부슬래브	좌측단부	2573.2	4181.8	1438.0	1409.6	4614.45	2108.12	1.10	1.47	H29@125,H29@125
	우측단부	2439.6	1763.1	1403.0	1113.8	2887.42	1877.09	1.18	1.34	25@125,H22@12
	중앙지점부	3283.7	2700.9	1541.8	1335.2	3691.85	2108.12	1.12	1.37	25@125,H25@12
	중앙부	1762.4	2098.4	340.3	496.7	2731.88	857.37	1.30	1.73	H32@125
하부슬래브	좌측단부	4626.2	2116.2	2063.7	1017.8	5354.16	2513.73	1.16	1.22	32@125,H32@12
	우측단부	3128.2	2837.1	1971.2	1473.8	4404.77	2021.49	1.41	1.03	29@125,H29@12
	중앙지점부	3815.1	3536.8	1859.1	1539.6	4404.77	1949.29	1.15	1.05	29@125,H29@12
	중앙부	2857.5	2421.9	488.4	360.3	3179.16	922.32	1.11	1.89	25@125,H22@12
중간슬래브1 (t=300)	상단부	162.9	171.9	79.4	64.0	203.23	142.89	1.18	1.80	H22@125
	하단부	77.0	60.3	36.1	27.1	155.88	142.89	2.02	3.96	H19@125
중간슬래브2 (t=1000)	상단부	759.2	1882.8	323.3	410.9	2203.37	597.56	1.17	1.45	25@125,H25@12
	하단부	512.2	584.4	134.2	132.2	655.62	272.80	1.12	2.03	H29@125

▣ 벽체검토 요약

부재명	B	H	dc	Mu	ΦMn	사용철근량	안전율
좌측벽체 상단부	1000	1560	150	2310.10	3547.02	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	1.53
좌측벽체 중앙부	1000	1400	80	2310.10	6119.88	H29 - 8.0EA	2.65
좌측벽체 하단부	1000	1400	150	2310.10	3473.45	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	1.50
우측벽체 상단부	1000	1400	143	2302.70	4813.13	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	2.09
우측벽체 중앙부	1000	1400	80	2302.70	11670.42	H25 - 8.0EA	5.07
우측벽체 하단부	1000	1400	150	2302.70	4088.08	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	1.77
내측벽체 상단부	1000	500	80	3849.90	4098.51	H29 - 8.0EA	1.06
내측벽체 하단부	1000	500	80	3849.90	5041.87	H25 - 8.0EA	1.31

1. 설계조건 (상 시)

1) 형　　식 : 철근 콘크리트

2) 기초형식 : 직접기초

3) 토질정수 :

① 단위체적중량	:	γs =	19.00 kN/m³	(지하수 비고려시)
	:	$\gamma s'$ =	10.00 kN/m³	(지하수 고려시)
② 뒷채움재 내부마찰각	:	Φ =	30 °	
③ 기초지반의 내부마찰각	:	Φ =	42.4 °	
④ 기초부 N치	:	N =	50	
⑤ 토압계수	:	정지토압계수 적용		

$Ko = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30 = 0.500$

4) 하 중

① 고정하중

* 철근 콘크리트 : γc = 25.00 kN/m³
* 무근 콘크리트 : γc = 23.50 kN/m³
* 포장, 아스팔트 : γc = 23.00 kN/m³

② 활 하 중 : DB-24 하중으로 충격을 포함시키며 토피에 따른 활하중(충격포함), L은 다음과 같다.

토피고(D.m)	노면활하중(Pv ℓ ,kN/m²)	비　　고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

③ 수 압

단위체적중량 : γw = 10.00 kN/m³

* 지하수위고 : GL = -1.00 m

5) 강도감소계수

* 휨 : Φf = 0.85

* 전 단 : Φv = 0.75

6) 사용재료

① 콘크리트 강도 : fck = 27 MPa

② 콘크리트 탄성계수 : Ec = 26700 MPa --- 도.설 2.3.3

③ 철근항복 강도 : fy = 400 MPa

④ 철근 탄성계수 : Es = 200000 MPa -- 콘.구 P67

7) 지진시 수평력

① 내진등급 : 1 등급

② 위험도계수 : 1.4

③ 지진구역 : 0.11

④ 가속도계수 : A = 0.154

⑤ 지반계수 : S = 1.2

⑥ 지진시 하중 : 응답변위법 적용

8) 설계방법

① 안정성검토 : 극한강도 설계법

② 사용성검토 : 허용응력 설계법

처짐검토

균열검토

피로응력검토

③ 설계피복두께(㎜)

	슬래브	벽체	기초	중간 슬래브	비 고
내 벽	80	80	80	80	
외 벽	100	100	100(100)	80	( ) 버림콘크리트 시공시

9) 참고서적

① 도로교설계기준 [2010] ------ 국토해양부

② 도로교설계기준 · 해설 [2008] ------ 건설교통부

③ 콘크리트구조기준 [2012] ------ 국토해양부

④ 도로설계편람 ------ 건설교통부

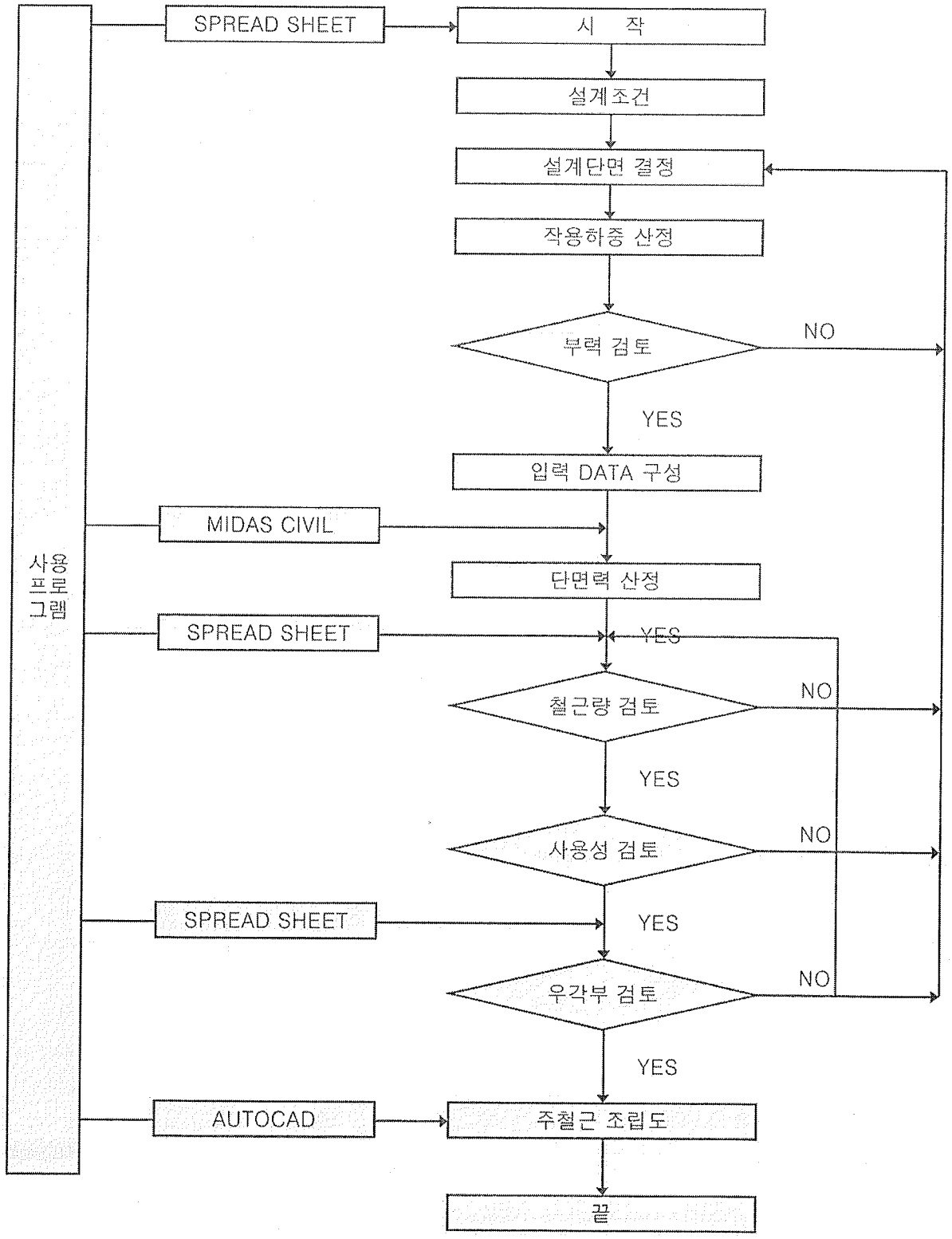
⑤ 지중구조물의 내진설계 ------ 한국지진공학회

⑥ 구조물 기초설계기준 · 해설 [2009] ------ 건설교통부

10) 사용 프로그램

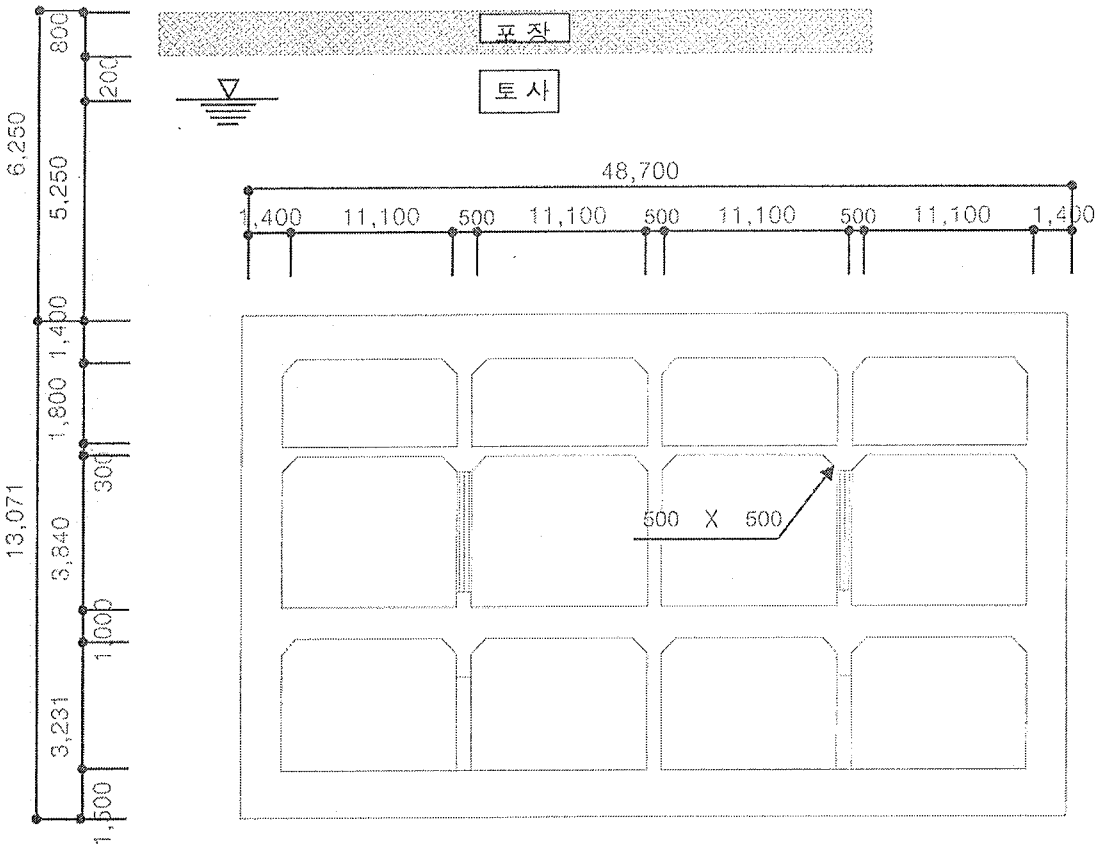
- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

11) 설계흐름도



2. 단면가정

철근 콘크리트



3. 하 중

1) 고정하중 - 자 중

①	상부슬라브 :	1.400	x	48.70	x	25.00				=	1704.500	kN
②	측 벽 :	1.400	x	10.17	x	25.00	x	2 ea		=	711.970	kN
③	하부슬라브 :	1.500	x	48.70	x	25.00				=	1826.250	kN
④	헌 치 :	0.500	x	0.500	x	1/2	x	25.00	x 24 ea	=	75.000	kN
⑤	중간슬라브 :	0.300	x	45.90	x	25.00				=	344.250	kN
		1.000	x	45.90	x	25.00				=	1147.500	kN
⑥	내측벽체 :	0.500	x	1.800	x	25.00	x	3 ea		=	67.500	kN
		0.500	x	3.840	x	25.00	x	3 ea		=	144.000	kN
		0.500	x	3.231	x	25.00	x	3 ea		=	121.163	kN
										$\sum$ =	6142.133	KN

2) 연직토압(Hv)

① 지하수 없을때 (CASE-1)

· 포장층 :	1.0	x	0.800	x	23.000	=	18.400 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	5.450	x	19.000	=	103.550 kN/㎡
					∑ Wt1	=	121.950 kN/㎡

- 하부반력산정 : 121.950 KN

② 지하수 있을때 (CASE-2)

· 포장층 :	1.0	x	0.800	x	23.000	=	18.400 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	0.200	x	19.000	=	3.800 kN/㎡
· 수중토사 :	1.0	x	5.250	x	10.000	=	52.500 kN/㎡
					∑ Wt2	=	74.700 kN/㎡

- 하부반력산정 : 74.700 KN

3) 노면 활하중 (CASE-3)

- 토피 / B ≥ 0.5

토피고(D,m)	노면활하중(Pv ℓ ,kN/㎡)	비 고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

노면 활하중 : = 15.00 kN/㎡

4) 노면 활하중에 의한 측벽 토압

PvL x Ko = 15.000 x 0.500 = 7.500 kN/㎡

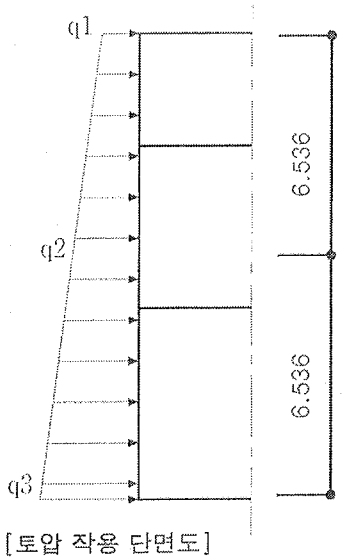
- BOX 내부에 작용하는 활하중

- 유효지간 = 8.900 m
- 유 효 폭 = 2.4 / (L + 0.6) x L
  = 2.4 / (8.900 + 0.6) x 8.900 = 2.248 m 적용

- 충격계수 i = 15 / (40.000 + 8.900) = 0.307 > 0.300
  ∴ i = 0.300
- 하중재하 Pr = 54.000 kN
  - 설계차로수 6.0 ≤ 8.900 < 9.1 ∴ 2 차선 재하
  - 설계차로폭 = 8.900 / 2 = 4.450 m ===> 3.6 m 적용
  - 1륜 축하중 = ###### / 2.248 x 1.300 = 31.228 kN

5) 토 압

* 정지토압계수 Ko = 1 - sin 30 = 0.500



[토압 작용 단면도]

(1) 지하수 비고려시 (CASE-4)

q1 = 0.500 x (0.800 x 23.00 + 6.150 x 19.00) = 67.625 kN/㎡

q2 = 67.625 + 0.500 x 6.536 x 19.00 = 129.712 kN/㎡

q3 = 129.71 + 0.500 x 6.536 x 19.00 = 191.800 kN/㎡

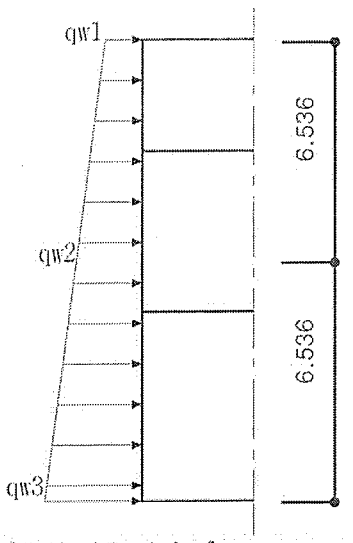
(2) 지하수 고려시 (CASE-5)

q1 = 0.500 x (0.800 x 23.00 + 0.200 x 19.00
+ 5.950 x 10.00) = 40.850 kN/㎡

q2 = 40.850 + 0.500 x 6.536 x 10.00 = 73.528 kN/㎡

q3 = 73.528 + 0.500 x 6.536 x 10.00 = 106.205 kN/㎡

6) 수 압



[수압 작용 단면도]

(1) 연직수압 - 상부슬래브 (CASE-6)

qwt1 = 5.250 x 10.000 = 52.500 kN/㎡

(2) 수평수압 - 벽 체 (CASE-7)

qw1 = 5.950 x 10.000 = 59.500 kN/㎡

qw2 = 59.500 + 6.536 x 10.000 = 124.855 kN/㎡

qw3 = 124.855 + 6.536 x 10.000 = 190.210 kN/㎡

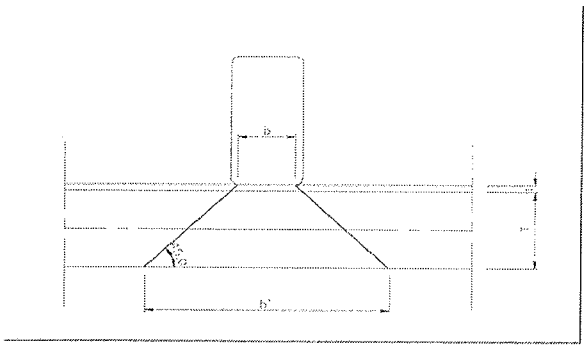
(3) 연직수압 - 하부슬래브 (CASE-6)

qwb = 190.21 + 0.750 x 10.000 = 197.710 kN/㎡

7) 내부 활 하 중

BOX 내부 군중하중(지지력검토시) = 5 kN

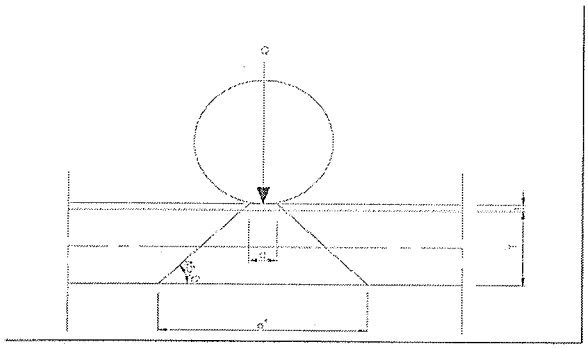
BOX 내부 활하중(지지력검토시)



t = 0.040 m

T = 1.500 m

b' = 0.500 + 2 x (1.500 + 0.040) x cot 45° = 3.580 m



a' = 0.200 + 2 x (1.500 + 0.040) x cot 45° = 3.280 m

Qz = 96.00 / (3.580 x 3.280)

= 8.176 kN/m²

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9) 풍도하중

- 영업소 풍도의 풍하중 및 작업에 의한 하 = 5.000 kN/m²

10) 지지력 및 부력에 대한 안정성 검토 (사용하중 적용)

(1) 지하수 비고려시

* 상부 작용하중 (위하중 참조)

①	상부슬라브	:			=	1704.500	kN
②	측벽	:			=	711.970	kN
③	하부슬라브	:			=	1826.250	kN
④	헌치	:			=	75.000	kN
⑤	중간슬라브	:	##### +	#####	=	1491.750	KN
⑥	벽체	:	67.500 +	144.00 + 121.16	=	332.663	KN
-	연직하중	:	121.950 x	48.700	=	5938.965	kN
-	상부활하중	:	15.000 x	48.700	=	730.500	kN
-	내부활하중	:	5.000 x	44.400	=	222.000	kN
					Σ =	13033.598	kN

Qmax1 = 13033.598 / 48.700 + 8.176 = **275.806** kN/m²

(2) 지하수 고려시

①	상부슬라브	:			=	1704.500	kN
②	측벽	:			=	711.970	kN
③	하부슬라브	:			=	1826.250	kN
④	헌치	:			=	75.000	kN
⑤	중간슬라브	:			=	1491.750	kN
⑥	벽체	:			=	332.663	KN
-	연직하중	:	74.700 x	48.700	=	3637.890	KN
-	상부활하중	:			=	730.500	kN
-	내부활하중	:			=	222.000	kN
					Σ =	10732.523	kN

Qmax1 = 10732.523 / 48.700 + 8.176 = **228.556** kN/m²

∵ Qmax = 275.806 kN/m²

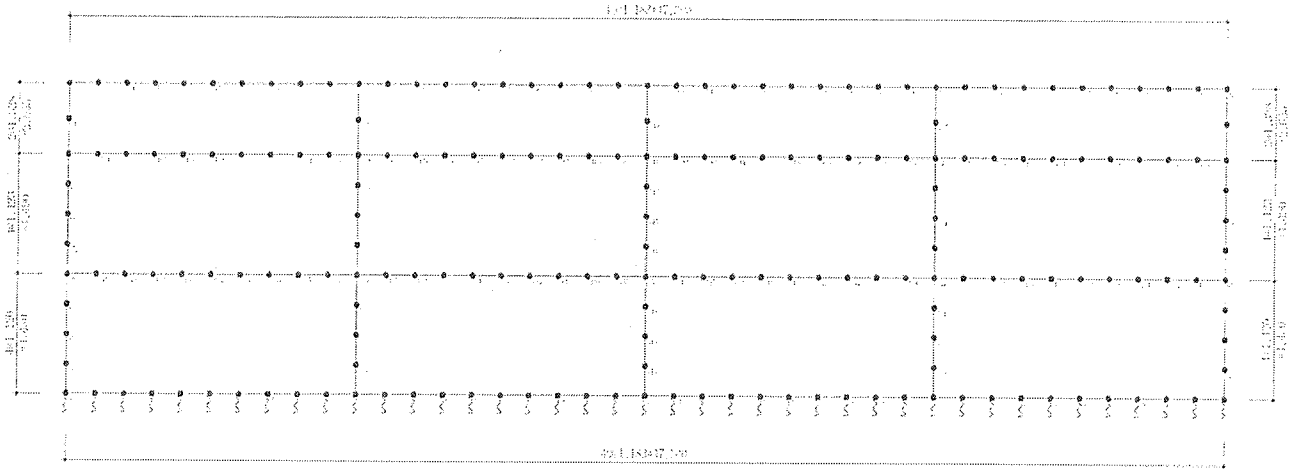
(3) 지지력 판정

Qmax = 275.806 kN/m² < Qa = 671.050 kN/m² ---- O.K !

4. 입력 DATA

1) 모 델 링 (상시)

우측 영업소 연결부는 토압이 작용하지 않으므로 무한강성 스프링(압축전담)으로 지점 처리함



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.40	1.400	0.2286667	26700	42 ~ 82
측 벽	1.0	1.40	1.400	0.2286667	26700	83 ~ 100
하부슬래브	1.0	1.50	1.500	0.2812500	26700	1 ~ 41
중간 슬래브1	1.0	1.00	1.000	0.0833333	26700	128 ~ 163
중간 슬래브2	1.0	0.30	0.300	0.0022500	26700	164 ~ 199
내측벽체1	1.0	0.50	0.500	0.0104167	26700	109 ~ 118,12
내측벽체2	0.5	0.50	0.250	0.0052083	26700	101~103,119~121
내측기둥	0.3	0.50	0.167	0.0034688	26700	105~107,123~125

3) 강역설정

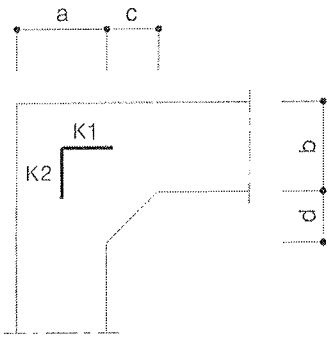
① 강역설정기준

CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

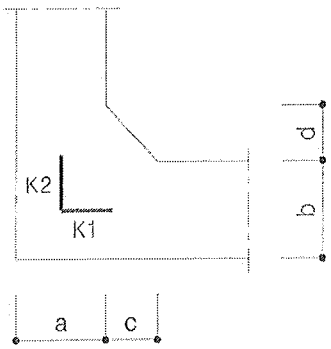
CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

② 강역설정



[상부 우각부]

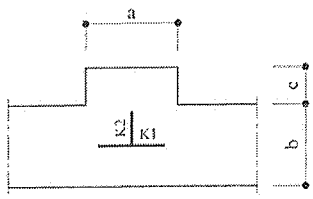
a =	1400 mm	c =	0 mm
b =	1400 mm	d =	0 mm
K1 =	350 mm	K2 =	350 mm



[하부 우각부]

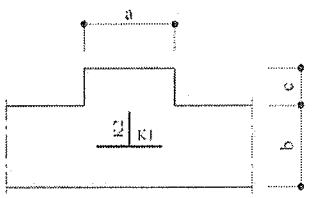
a =	1400 mm	c =	0 mm
b =	1500 mm	d =	0 mm
K1 =	325 mm	K2 =	400 mm

[중간 내벽 상단]



a =	1400 mm	c =	0 mm
b =	500 mm		
K1 =	575 mm	K2 =	0 mm

[중간 내벽 하단]



a =	1400 mm	c =	0 mm
b =	1500 mm		
K1 =	325 mm	K2 =	400 mm

5. 지반반력계수산정

1) 상 시 (연직지반 반력계수)

① 지반의 변형계수

Eo = 300000.0 KN/m²

② 연직방향 지반반력계수 (α = 1)

Kvo = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1 x 300000 = 1000000.000 KN/m³

③ 환산재하폭

Bh = $\sqrt{48.700 \times 48.700}$ = 48.700 m

④ 형상계수 : 암거폭의 정사각형의 지반반력계수 K를 산정후 암거폭과 연장에 따라 형상계수를 산출하여 적용. 형상계수가 1보다 클 경우 1을 적용.

β = (1 + B / L) / 2

= (1 + 48.700 / 48.7) / 1.5 = 1.333 > 1

∴ β = 1.0

⑤ 환산재하폭을 고려한 지반반력계수

Kv = β × Kvo x (Bv / 0)$^{-3/4}$

= 1.000 × 1000000 x (49 / 0)$^{-3/4}$ = 21988 kN/m³

Kz(1,41) = 21988 x 1.0 x (1.400 / 2 + 1.183 / 2) = 28398 kN/m³

Kz(2~40) = 21988 x 1.0 x (1.183 / 2 + 1.183 / 2) = 26012 kN/m³

6. 하중조합

---콘.주 3.3.2

1) 하중조합

* 토피에 따른 보정 계수 산정

h ≤ 2m 에 대해서 α_H = 1.0

h > 2m 에 대해서 α_H = 1.05 - 0.025 h ≥ 0.875

∴ α_H = 0.894

(상 시)

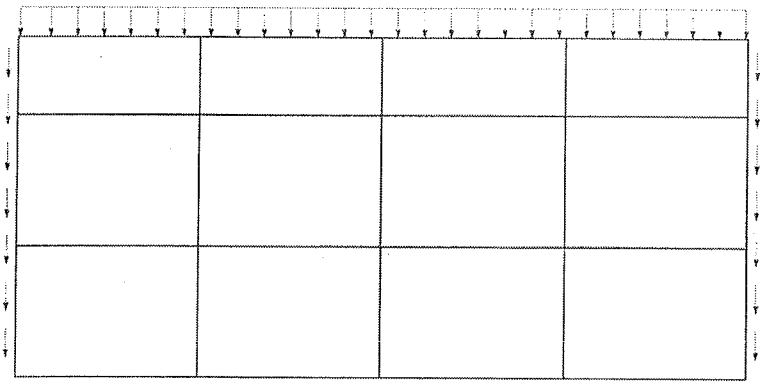
구 분		고정하중 (D)	활하중 (L)	토압 연직토압	토압 횡토압	수압 연직수압	수압 횡수압	건조수축	비 고
COMB 1	지하수 비고려시	1.2	1.6	1.43	1.6			1.2	3.3.2
COMB 2		1.2	1						3.3.3
COMB 3		1.2	1.6	1.43	0.8			1.2	3.3.6
COMB 4		0.9		0.9	1.6				3.3.7
COMB 5		0.9		0.9	0.8				3.3.7
COMB 6	지하수 고려시	1.2	1.6	1.43	1.6	1.43	1.6	1.2	3.3.2
COMB 7		1.2	1.6	1.43	0.8	1.43	0.8	1.2	3.3.6
COMB 8		0.9		0.9	1.6	0.9	1.6		3.3.7
COMB 9		0.9		0.9	0.8	0.9	0.8		3.3.7

* 사용하중 검토시 => 하중계수=1.0, 반토압계수=0.5 적용

구 분		고정하중 (D)	활하중 (L)	토압 연직토압	토압 횡토압	수압 연직수압	수압 횡수압	건조수축	비 고
COMB 10	지하수 비고려시	1	1	1	1			1	3.3.2
COMB 11		1	1						3.3.3
COMB 12		1	1	1	0.5			1	3.3.6
COMB 13		0.9		0.9	1				3.3.7
COMB 14		0.9		0.9	0.5				3.3.7
COMB 15	지하수 고려시	1	1	1	1	1	1	1	3.3.2
COMB 16		1	1	1	0.5	1	0.5	1	3.3.6
COMB 17		0.9		0.9	1	0.9	1		3.3.7
COMB 18		0.9		0.9	0.5	0.9	0.5		3.3.7

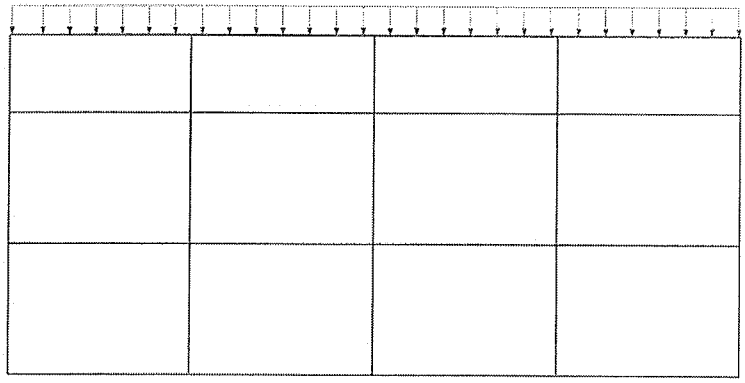
7. 하중 재하도

1) 고정하중 (자 중) - PROGRAM 내에서 자동고려



2) CASE 1 - 연 직 토 압 (지하수 비고려시)

Wt

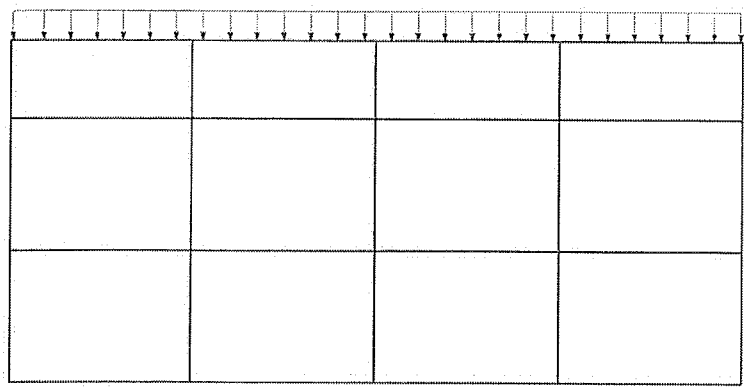


Wt

121.95 kN/m²

3) CASE 2 - 연 직 토 압 (지하수 고려시)

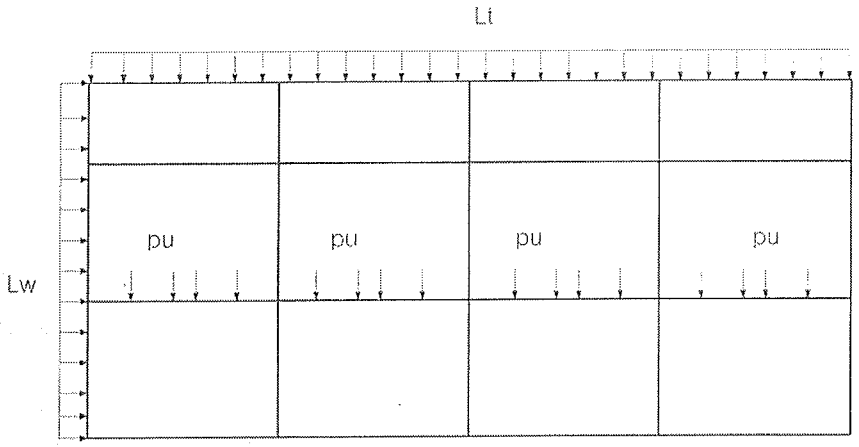
Wt



Wt

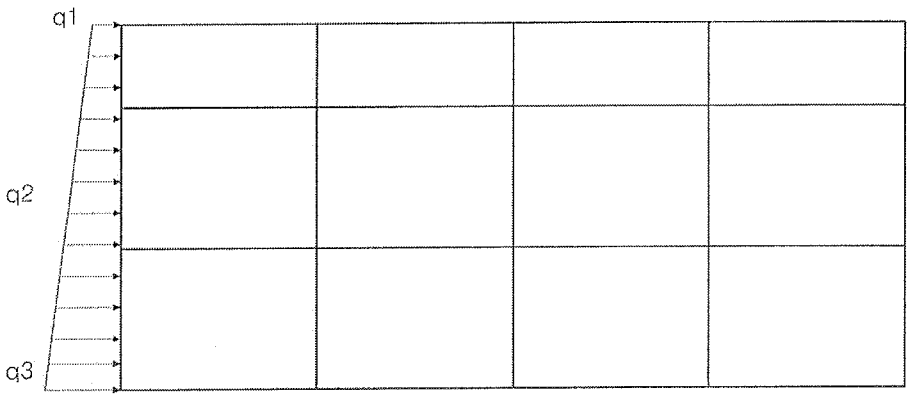
74.70 kN/m²

4) CASE 3 - 활 하 중 (노면 활하중)



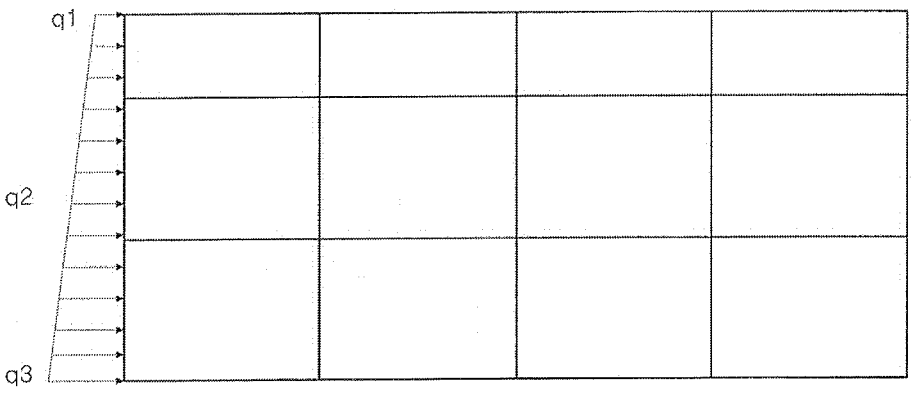
Lt
15.00 kN/㎡
Lw
7.50 kN/㎡
pu
31.23 kN

5) CASE 4 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)



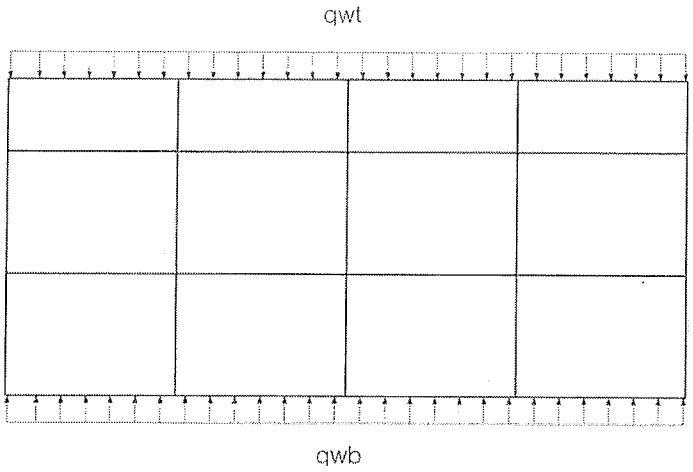
q1 = 67.63 kN/㎡
q2 = 129.71 kN/㎡
q3 = 191.80 kN/㎡

6) CASE 5 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



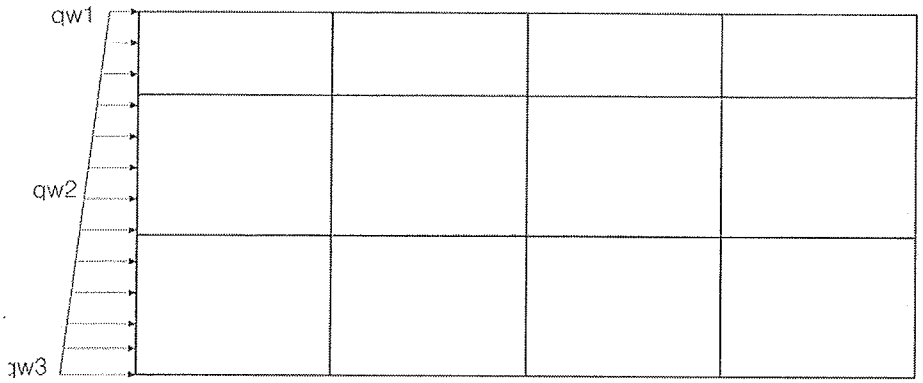
q1 = 40.85 kN/㎡
q2 = 73.53 kN/㎡
q3 = 106.21 kN/㎡

7) CASE 6 - 연 직 수 압



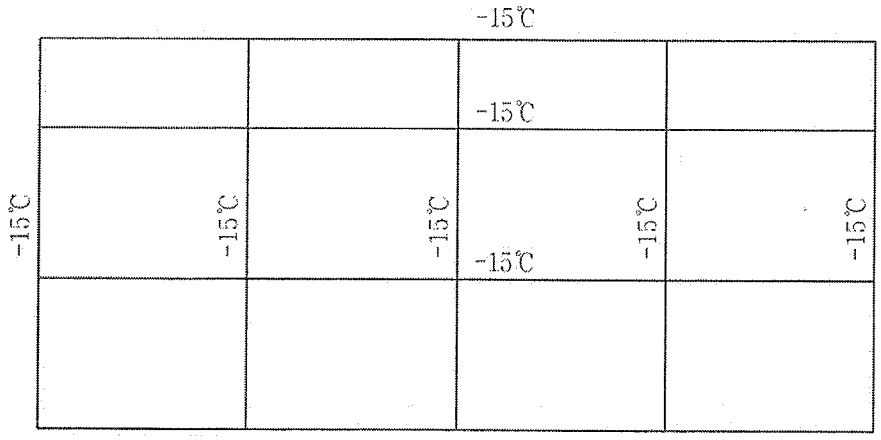
qwt = 52.50 kN/㎡
qwb = 197.71 kN/㎡

8) CASE 7 - 횡 수 압



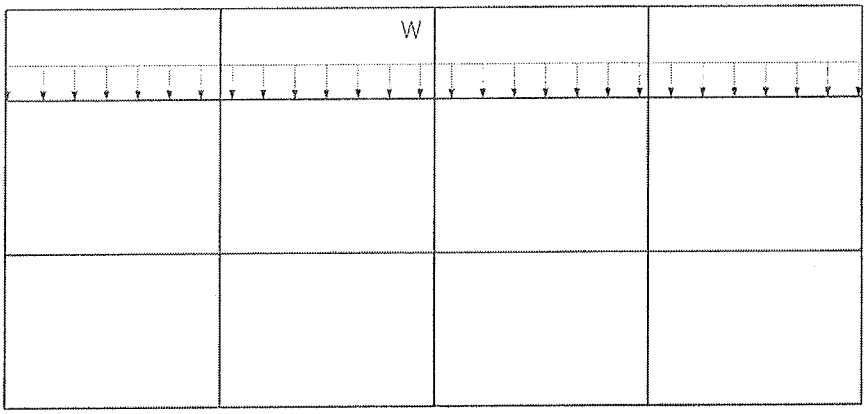
qw1 = 59.50 kN/㎡
qw2 = 124.86 kN/㎡
qw3 = 190.21 kN/㎡

9) CASE 8 - 건조 수축



건조수축
15 ℃

9) CASE 9 - 풍도하중



풍도하중

W = 5.00 kN/㎡

8. 설계조건 (지진시)

1) 설계조건 및 적용계수

① 내진적용등급 : 내진 1 등급 - 지역계수 : 1 구역

응답변위법에 의한 해석

지반종류(상부 30m 에 대한 평균 지반 특성) : Sc- 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반

γt : 20.0 kN/m^3

② 위험도계수(I)

재현주기(년)	50	100	200	500	1000
위험도계수	0.4	0.57	0.73	1	1.4

④ 지진구역계수(Z)

지진구역	1구역	2구역	비고
구역계수, Z(g값)	0.11	0.07	

⑤ 지진계수

구분	Ca	Cv
지반종류	Sc	Sc
지진계수	0.13	0.18

⑥ 지층별 평균 N치

구분	N 값	구분	N 값
성토재	0	풍화토	5
매립토	0	풍화암	50
퇴적토	0	연암	50

2) 구조물 제원 및 상재토 제원

⑦ 구조물 제원

상부슬라브의 중심축 위치 : 6.950 m 중간슬래브1의 중심축 위치 : 9.605 m

하부슬라브의 중심축 위치 : 18.571 m 중간슬래브1의 중심축 위치 : 14.095 m

구조물이 위치한 층의 N치 : 50

구조물 저판폭 : 48.700 m

구조물 높이 : 13.071 m

구조물 두께 : (상부슬래브) 1.400 m (측 벽) 1.400 m (중간슬래브1) 0.300 m

(중간슬래브2) 1.000 m (하부슬래브) 1.500 m

⑧ 상재토 제원

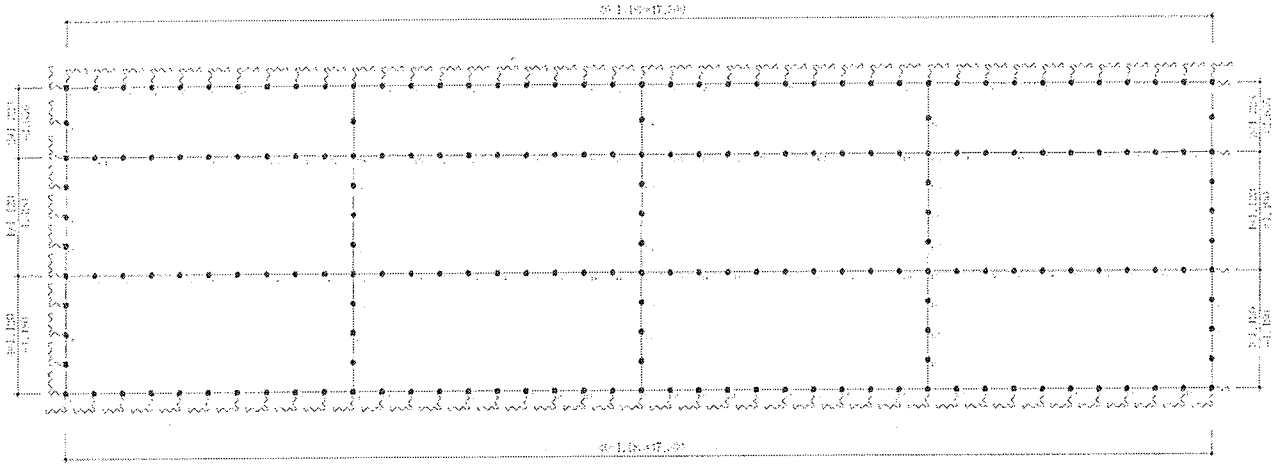
포장두께	0.800	m
입도조정	0.000	m
보조기층	0.000	m
동방층	0.000	m
토사층	5.450	m
전체토피	6.250	m

내부마찰각 30 °

9. 입력 DATA

1) 모 델 링 (지진시)

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.



우측 영업소 연결부는 토압이 작용하지 않으므로 무한강성 스프링(압축전담)으로 지점 처리함

2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.40	1.400	0.2286667	26700	42 ~ 82
측 벽	1.0	1.40	1.400	0.2286667	26700	83 ~ 100
하부슬래브	1.0	1.50	1.500	0.2812500	26700	1 ~ 41
중간 슬래브1	1.0	1.00	1.000	0.0833333	26700	## ~ 163
중간 슬래브2	1.0	0.30	0.300	0.0022500	26700	## ~ 199
내측벽체1	1.0	0.50	0.500	0.0104167	26700	09 ~ 118,12
내측벽체2	0.5	0.50	0.250	0.0052083	26700	101~103,119~121
내측기둥	0.3	0.50	0.167	0.0034688	26700	105~107,123~125

10. 지반반력계수산정

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 풍화토 N= 5

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 5 $^{1/3}$ = 136.8 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × V(0.8 × 136.8 = 109.44 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 20.0 / 9.81 × 109.4 ^{2} = 24418.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.33) × 24418.0 = 64951.88 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 5 $^{1/3}$ = 136.8 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × V(0.5 × 136.8 = 68.4 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 20.0 / 9.81 × 68.4 ^{2} = 9538.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.33) × 9538.0 = 25371.08 kN/m²

(2) 풍화암 N= 50

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × V(0.8 × 294.7 = 235.76 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 21.0 / 9.81 × 235.8 ^{2} = 118985.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.3) × 118985.0 = 309361 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × V(0.5 × 294.7 = 147.4 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 21.0 / 9.81 × 147.4 ^{2} = 46510.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.3) × 46510.0 = 120926 kN/m²

(3) 연암 N= 50

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × V(0.8 × 294.7 = 235.76 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 23.0 / 9.81 × 235.8 ^{2} = 130316.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.25) × 130316.0 = 325790 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × V(0.5 × 294.7 = 147.4 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 23.0 / 9.81 × 147.4 ^{2} = 50939.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.25) × 50939.0 = 127347.5 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 풍화토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(48.70 × 48.70) = 48.700 m

Kvo = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 64951.88 = 216506.27 kN/m³

Kv = 216506.27 × (48.7 / 0.3)^(-3 / 4) = 4760.63 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 4760.63 = 1586.88 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 풍화암

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(48.70 × 48.70) = 48.700 m

Kvo = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 309361 = 1031203.33 kN/m³

Kv = 1031203.33 × (48.7 / 0.3)^(-3 / 4) = 22674.54 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 22674.54 = 7558.18 kN/m³

(3) 측벽 : 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.07 × 13.07) = 13.071 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 64951.88 = 216506.27 kN/m³

Kh = 216506.27 × (13.071 / 0.3)^(-3 / 4) = 12766.73 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 12766.73 = 4255.58 kN/m³

(4) 측벽 : 풍화암

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.07 × 13.07) = 13.071 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 309361 = 1031203.33 kN/m³

Kh = 1031203.33 × (13.071 / 0.3)^(-3 / 4) = 60807.01 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 60807.01 = 20269.00 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

Kv(42,82)=	4761	x (	1.400	/	2	+	1.183	/	2	) =	6148 kN/m³
Kvs(42)=	1587	x (	1.400	/	2	+	1.183	/	2	) =	2049 kN/m³
Kv(43~81)=	4761	x (	1.183	/	2	+	1.183	/	2	) =	5632 kN/m³
Kvs(43~81)	1587	x (	1.183	/	2	+	1.183	/	2	) =	1877 kN/m³

- 측 벽

Kh(42)=	12767	x (	1.400	/	2	+	1.328	/	2	) =	17414 kN/m³
Khs(42)=	4256	x (	1.400	/	2	+	1.328	/	2	) =	5805 kN/m³
Kh(90,91)=	12767	x (	1.328	/	2	+	1.328	/	2	) =	16954 kN/m³
Khs(90,91)=	4256	x (	1.328	/	2	+	1.328	/	2	) =	5651 kN/m³
Kh(87~89)=	12767	x (	1.120	/	2	+	1.120	/	2	) =	14299 kN/m³
Khs(87~89)=	4256	x (	1.120	/	2	+	1.120	/	2	) =	4766 kN/m³
Kh(83~86)=	60807	x (	1.120	/	2	+	1.120	/	2	) =	68104 kN/m³
Khs(83~86)=	20269	x (	1.120	/	2	+	1.120	/	2	) =	22701 kN/m³
Kh(1)=	60807	x (	1.120	/	2	+	1.500	/	2	) =	79657 kN/m³
Khs(1)=	20269	x (	1.120	/	2	+	1.500	/	2	) =	26552 kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,42)=	22675	x (	1.400	/	2	+	1.183	/	2	) =	29284 kN/m³
Kvs(1)=	7558	x (	1.400	/	2	+	1.183	/	2	) =	9761 kN/m³
Kv(2~40)=	22675	x (	1.183	/	2	+	1.183	/	2	) =	26824 kN/m³
Kvs(2~40)=	7558	x (	1.183	/	2	+	1.183	/	2	) =	8941 kN/m³

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 풍화토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(48.70 × 48.70) = 48.700 m

Kvo = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 25371.08 = 84570.27 kN/m³

Kv = 84570.27 × (48.7 / 0.3)^(-3 / 4) = 1859.57 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 1859.57 = 619.86 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 풍화암

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(48.70 × 48.70) = 48.700 m

Kvo = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 120926 = 403086.67 kN/m³

Kv = 403086.67 × (48.7 / 0.3)^(-3 / 4) = 8863.24 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 8863.24 = 2954.41 kN/m³

(3) 측벽 : 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.07 × 13.07) = 13.071 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 25371.08 = 84570.27 kN/m³

Kh = 84570.27 × (13.071 / 0.3)^(-3 / 4) = 4986.86 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kv = 1/3.0 × 4986.86 = 1662.29 kN/m³

(4) 측벽 : 풍화암

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.07 × 13.07) = 13.071 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 120926 = 403086.67 kN/m³

Kh = 403086.67 × (13.071 / 0.3)^(-3 / 4) = 23768.83 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kv = 1/3.0 × 23768.83 = 7922.94 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

Kv(42,82)=	1860	x (	1.400	/	2	+	1.183	/	2	) = 2402 kN/m³
Kvs(42)=	620	x (	1.400	/	2	+	1.183	/	2	) = 801 kN/m³
Kv(43~81)=	1860	x (	1.183	/	2	+	1.183	/	2	) = 2200 kN/m³
Kvs(43~81)	620	x (	1.183	/	2	+	1.183	/	2	) = 733 kN/m³

- 측 벽

Kh(42)=	4987	x (	1.400	/	2	+	1.328	/	2	) = 6802 kN/m³
Khs(42)=	1662	x (	1.400	/	2	+	1.328	/	2	) = 2267 kN/m³
Kh(90,91)=	4987	x (	1.328	/	2	+	1.328	/	2	) = 6623 kN/m³
Khs(90,91)=	1662	x (	1.328	/	2	+	1.328	/	2	) = 2208 kN/m³
Kh(87~89)=	4987	x (	1.120	/	2	+	1.120	/	2	) = 5585 kN/m³
Khs(87~89)=	1662	x (	1.120	/	2	+	1.120	/	2	) = 1862 kN/m³
Kh(83~86)=	23769	x (	1.120	/	2	+	1.120	/	2	) = 26621 kN/m³
Khs(83~86)=	7923	x (	1.120	/	2	+	1.120	/	2	) = 8874 kN/m³
Kh(1)=	23769	x (	1.120	/	2	+	1.500	/	2	) = 31137 kN/m³
Khs(1)=	7923	x (	1.120	/	2	+	1.500	/	2	) = 10379 kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,42)=	8863	x (	1.400	/	2	+	1.183	/	2	) = 11447 kN/m³
Kvs(1)=	2954	x (	1.400	/	2	+	1.183	/	2	) = 3816 kN/m³
Kv(2~40)=	8863	x (	1.183	/	2	+	1.183	/	2	) = 10485 kN/m³
Kvs(2~40)=	2954	x (	1.183	/	2	+	1.183	/	2	) = 3495 kN/m³

11. 지진력 산정

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		ɣ	Tg'(sec)	
		기능수행	붕괴방지	kN/m³	기능수행수준	붕괴방지수준
풍화토	10.900	109.438	68.399	19.000	0.398	0.637
풍화암	10.100	235.778	147.361	20.000	0.171	0.274
연암	9.000	235.778	147.361	23.000	0.153	0.244
계	30.000	189.875	118.672		0.722	1.156

■ 지반의 특성값(Tg) = 1.25 × Tg'

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25 × 0.722 = 0.903	1.25 × 1.156 = 1.445

2) 통제주기(Ts)

■ Ts = Cv / (2.5 × Ca), To = 0.2 × Ts

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	0.18 / (2.5 × 0.13) = 0.554	0.18 / (2.5 × 0.13) = 0.554
To(sec)	0.2 × 0.554 = 0.111	0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1 - 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667
VSDi	152.000	79.000

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

지표면~기반암의 두께	전단파속도	기능수행수준		붕괴방지수준	
H (m)	Vs(m/sec)	H/Vs	G_D	H/Vs	G_D
30.000	189.875 , 118.672	0.15800	47151	0.25280	12737

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg $Sa = \frac{0.18 \times 9.8 \times 0.57 \times 0.800}{0.903} = 0.891$
붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg $Sa = \frac{0.18 \times 9.8 \times 1.4 \times 0.667}{1.445} = 1.139$

5) 속도 응답스펙트럼(Sv)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = (Tg / 2π) × Sa $\frac{0.903 \times 0.891}{2 \times \pi} = 0.128$	Sv = (Tg / 2π) × Sa $\frac{1.445 \times 1.139}{2 \times \pi} = 0.262$

6) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 심도 = 6.950 m
- 하부슬래브 심도 = 18.571 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

① 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.903 \times \cos(\pi \times 6.950 / (2 \times 30.0)$
$= 0.02189$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.903 \times \cos(\pi \times 18.571 / (2 \times 30.0)$
$= 0.01319$

② 붕괴방지 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.445 \times \cos(\pi \times 6.950 / (2 \times 30.0)$
$= 0.07169$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.445 \times \cos(\pi \times 18.571 / (2 \times 30.0)$
$= 0.04322$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준						
Po =	1586.88	× (0.02189	- 0.01319)	=	13.796	kN/m²
붕괴방지수준						
Po =	619.86	× (0.07169	- 0.04322)	=	17.651	kN/m²

7) 측벽 지반변위 하중

① 지반의 변위진폭 산정 Uh(z)

② 지진시 수평하중

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot Sv \cdot Tg \cdot \cos\frac{\pi z}{2H}$$

구분	z(m)	기능수행수준			붕괴방지수준		
		Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)	Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)
q1	6.950	0.0219	0.0075	95.30	0.0717	0.0245	121.94
q2	8.278	0.0213	0.0068	87.23	0.0696	0.0224	111.61
q3	9.606	0.0205	0.0061	77.85	0.0672	0.0200	99.61
q4	10.934	0.0197	0.0053	67.21	0.0645	0.0172	85.99
q5	12.262	0.0188	0.0043	55.34	0.0614	0.0142	70.81
q6	13.590	0.0177	0.0033	42.32	0.0581	0.0109	54.15
q7	15.090	0.0165	0.0021	125.29	0.0540	0.0067	160.41
q8	16.210	0.0155	0.0011	64.26	0.0507	0.0035	82.28
q9	17.330	0.0144	0.0000	0.00	0.0472	0.0000	0.00

8) 주면 전단력

① 기능수행수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 18.59$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 49.02$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 33.80$$

② 붕괴방지수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 16.45$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 43.37$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 29.91$$

여기서 , Vu : 지진시 상판에 작용하는 주면전단력(kN/㎡)　　Sv : 기반면에서의 지진계수당 응답속도(m/sec)

Vb : 지진시 저판에 작용하는 주면전단력(kN/㎡)　　G_D : 지반의 동적전단 탄성계수

Vs : 지진시 측벽에 작용하는 주면전단력(kN/㎡)

9) 구체 관성력

지진시 자체 중량에 의한 관성력는

- fi = Ai × rcon'c × Khu × (1 - 0.015 × Zi)
- 콘크리트 단위중량 = 25.0 kN/m^3
- Khu(기능수행수준) = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- Khu(붕괴방지수준) = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

- 상부슬래브

① 기능수행수준

fu = 1.400 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 6.95)
= 2.320 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 1.400 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 6.95)
= 5.710 kN/m

- 하부슬래브

① 기능수행수준

fb = 1.500 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 18.57)
= 2.000 kN/m

② 붕괴방지수준

fb = 1.500 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 18.57)
= 4.920 kN/m

- 측벽

① 기능수행수준

fw1 = 1.400 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 12.76)
= 2.090 kN/m

② 붕괴방지수준

fw1 = 1.400 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 12.76)
= 5.150 kN/m

- 내측벽체

① 기능수행수준

fw2 = 0.500 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 12.76)
= 0.750 kN/m

② 붕괴방지수준

fw2 = 0.500 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 12.76)
= 1.840 kN/m

- 중간슬래브1

① 기능수행수준

fs1 = 0.300 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 9.61)
= 0.480 kN/m

② 붕괴방지수준

fs1 = 0.300 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 9.61)
= 1.170 kN/m

- 중간슬래브2

① 기능수행수준

fs2 = 1.000 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 14.10)
= 1.460 kN/m

② 붕괴방지수준

fs2 = 1.000 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 14.10)
= 3.590 kN/m

12. 하중조합 및 하중재하도(지진시)

---콘.구 3.3.2

12.1 하중조합

1) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.400
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.400
LC3	0.900	0.900		1.000		1.400
LC4	0.900	0.900		0.500		1.400

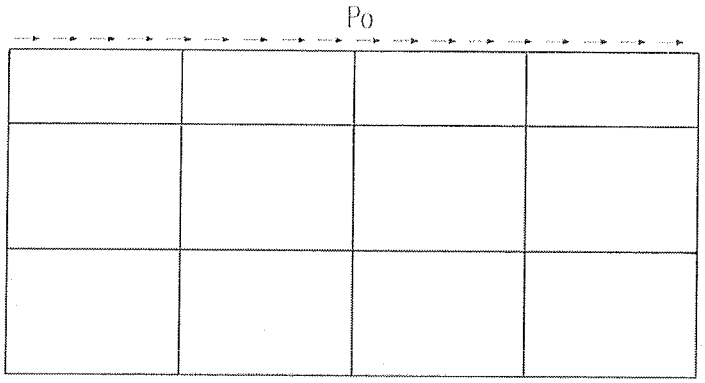
2) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000
LC3	0.900	0.900		1.000		1.000
LC4	0.900	0.900		0.500		1.000

12.2. 하중 재하도 (지진시)

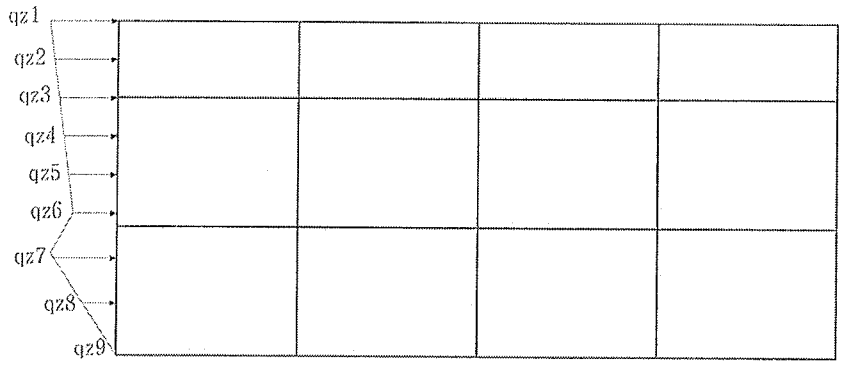
* 연직하중(지하수 무시), 활하중은 (상시) 참조

1) CASE 1 - 상부슬래브 지반변위 하중(기능수행수준)



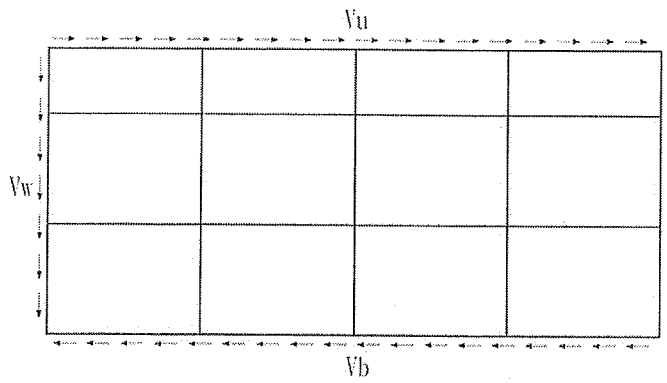
Po = 13.80 kN/㎡

2) CASE 2 - 측벽 지반변위 하중 (기능수행수준)



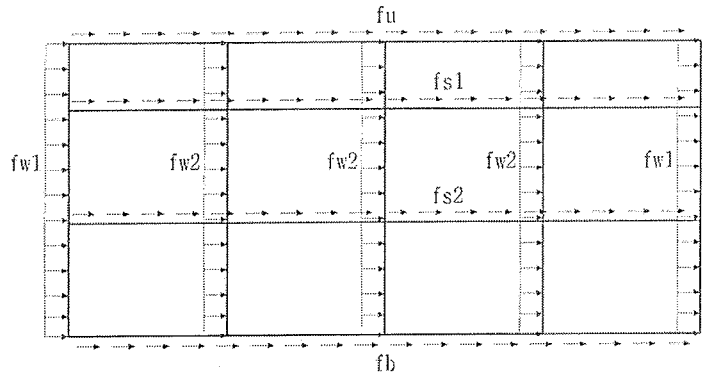
qz1	=	95.30	kN/㎡
qz2	=	87.23	kN/㎡
qz3	=	77.85	kN/㎡
qz4	=	67.21	kN/㎡
qz5	=	55.34	kN/㎡
qz6	=	42.32	kN/㎡
qz7	=	125.29	kN/㎡
qz8	=	64.26	kN/㎡
qz9	=	0.00	kN/㎡

3) CASE 3 - 주면전단력 (기능수행수준)



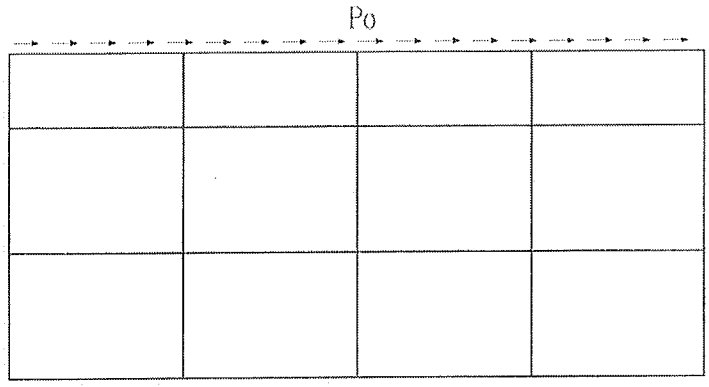
Vu	=	18.59	kN/㎡
Vb	=	49.02	kN/㎡
Vw	=	33.80	kN/㎡

4) CASE 4 - 관성력 (기능수행수준)



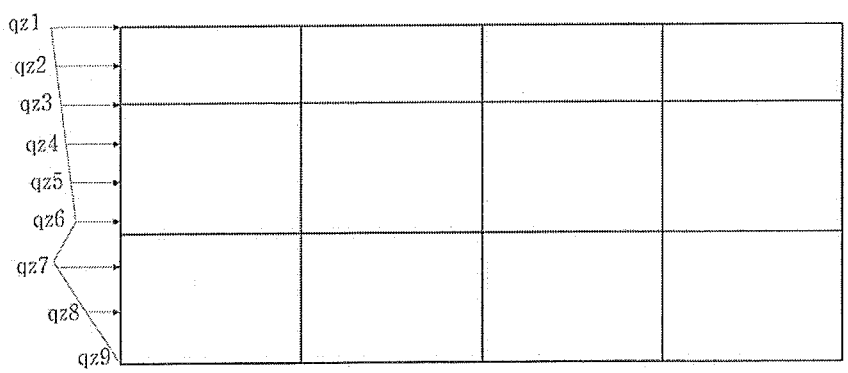
fu	=	2.32	kN/m
fb	=	2.00	kN/m
fw1	=	2.09	kN/m
fw2	=	0.75	kN/m
fs1	=	0.48	kN/m
fs2	=	1.46	kN/m

5) CASE 5 - 상부슬래브 지반변위 하중(붕괴방지수준)



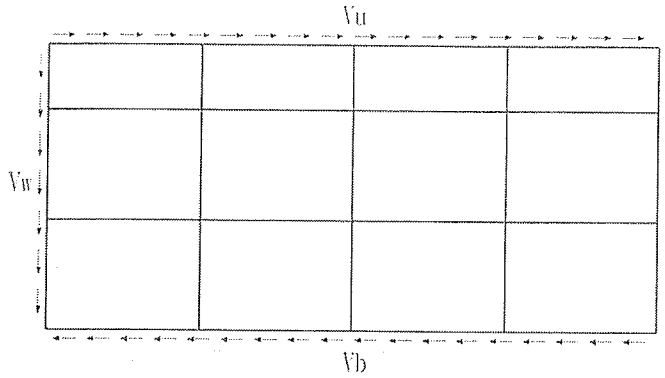
Po	=	17.65	kN/㎡

6) CASE 6 - 측벽 지반변위 하중 (붕괴방지수준)



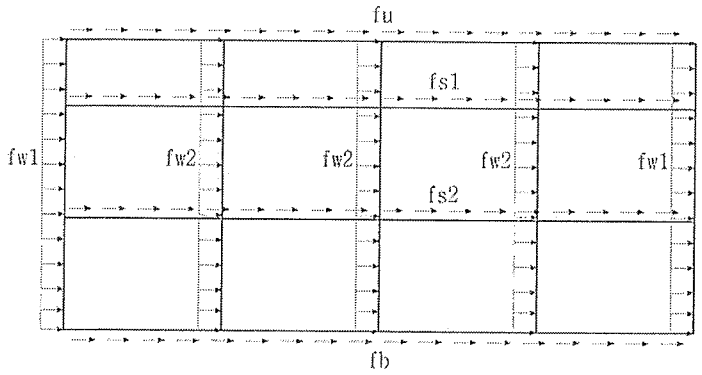
qz1	=	121.94	kN/㎡
qz2	=	111.61	kN/㎡
qz3	=	99.61	kN/㎡
qz4	=	85.99	kN/㎡
qz5	=	70.81	kN/㎡
qz6	=	54.15	kN/㎡
qz7	=	160.41	kN/㎡
qz8	=	82.28	kN/㎡
qz9	=	0.00	kN/㎡

7) CASE 7 - 주면전단력 (붕괴방지수준)



Vu	=	16.45	kN/㎡
Vb	=	43.37	kN/㎡
Vw	=	29.91	kN/㎡

8) CASE 8 - 관성력 (붕괴방지수준)



fu	=	5.71	kN/m
fb	=	4.92	kN/m
fw1	=	5.15	kN/m
fw2	=	1.84	kN/m
fs1	=	1.17	kN/m
fs2	=	3.59	kN/m

13. 부재력 요약

13.1 부재력 집계

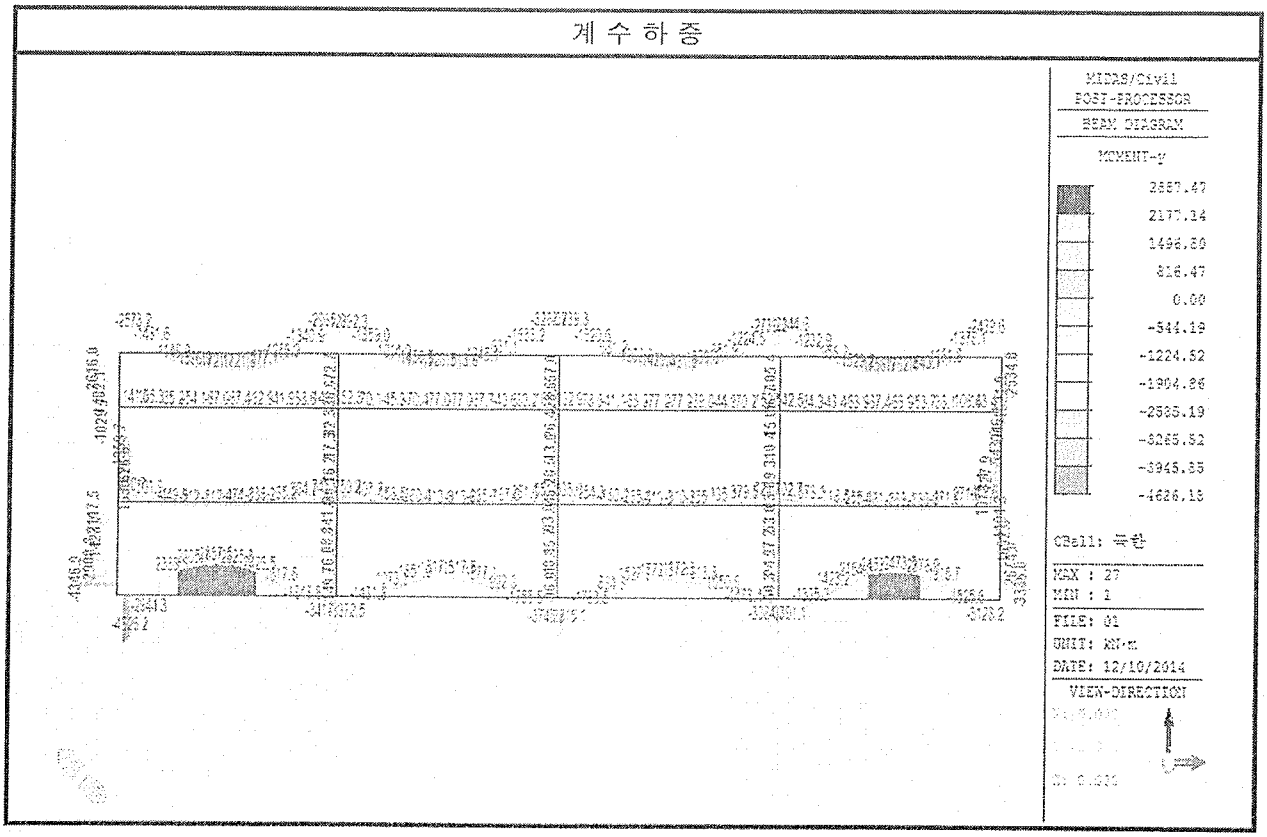
부재	부재력	상시				지진시				적용		
						기능 수행 수준		붕괴 방지 수준				
		Fx	Mu	Vu	Mo	Mu	Vu	Mu	Vu	Mu	Vu	Mo
		(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)
1	상부슬래브 좌측단부		2573.2	1438.0	1774.7	3832.1	1383.7	4181.8	1409.6	4181.8	1438.0	1774.7
2	상부슬래브 우측단부		2439.6	1403.0	1759.3	1763.1	1113.8	1550.0	1083.3	2439.6	1403.0	1759.3
3	상부슬래브 중앙지점부	-	3283.7	1541.8	2356.3	2700.9	1285.5	2535.3	1335.2	3283.7	1541.8	2356.3
4	상부슬래브 중앙부		1762.4	340.3	1288.5	1991.0	496.7	2098.4	377.3	2098.4	496.7	1288.5
5	하부슬래브 좌측단부		4626.2	2063.7	3494.7	2116.2	1017.8	0.0	926.7	4626.2	2063.7	3494.7
6	하부슬래브 우측단부		3128.2	1971.2	2335.4	2367.1	1447.6	2837.1	1473.8	3128.2	1971.2	2335.4
7	하부슬래브 중앙지점부	-	3815.1	1859.1	2782.1	3283.3	1489.2	3536.8	1539.6	3815.1	1859.1	2782.1
8	하부슬래브 중앙부		2857.5	488.4	1908.4	2291.2	360.3	2421.9	285.3	2857.5	488.4	1908.4
9	좌측벽체 상단부		2616.0	1327.6	1814.8	3934.2	1181.6	4333.2	1190.1	4333.2	1327.6	1814.8
10	좌측벽체 중앙부	2310.1	1630.1	770.0	1445.6	1735.0	690.4	1975.0	881.9	1975.0	881.9	1445.6
11	좌측벽체 하단부		4346.9	2310.6	3306.4	1883.9	1339.4	1438.8	1084.8	4346.9	2310.6	3306.4
12	우측벽체 상단부		2534.8	1168.2	1835.4	1843.6	979.3	1620.8	938.8	2534.8	1168.2	1835.4
13	우측벽체 중앙부	2302.7	1072.4	354.2	1157.2	0.0	272.6	411.8	334.3	1072.4	354.2	1157.2
14	우측벽체 하단부		3386.0	991.6	2521.7	2625.6	465.8	3035.4	637.7	3386.0	991.6	2521.7
15	내측벽체 상단부	3849.9	93.0	42.2	73.0	428.8	180.3	580.3	238.0	580.3	238.0	73.0
16	내측벽체 하단부		96.0	42.2	75.1	260.3	82.3	397.0	126.5	397.0	126.5	75.1
17	중간슬래브1 지점부(t=300)		162.9	79.4	139.7	151.5	60.5	171.9	64.0	171.9	79.4	139.7
18	중간슬래브1 중앙부(t=300)	-	77.0	36.1	64.1	56.1	13.8	60.3	27.1	77.0	36.1	64.1
19	중간슬래브2 지점부 (t=1000)		759.2	323.3	572.5	1544.2	375.3	1882.8	410.9	1882.8	410.9	572.5
20	중간슬래브2 중앙부 (t=1000)	-	512.2	134.2	408.1	481.4	116.5	584.4	132.2	584.4	134.2	408.1

14. 단면력도

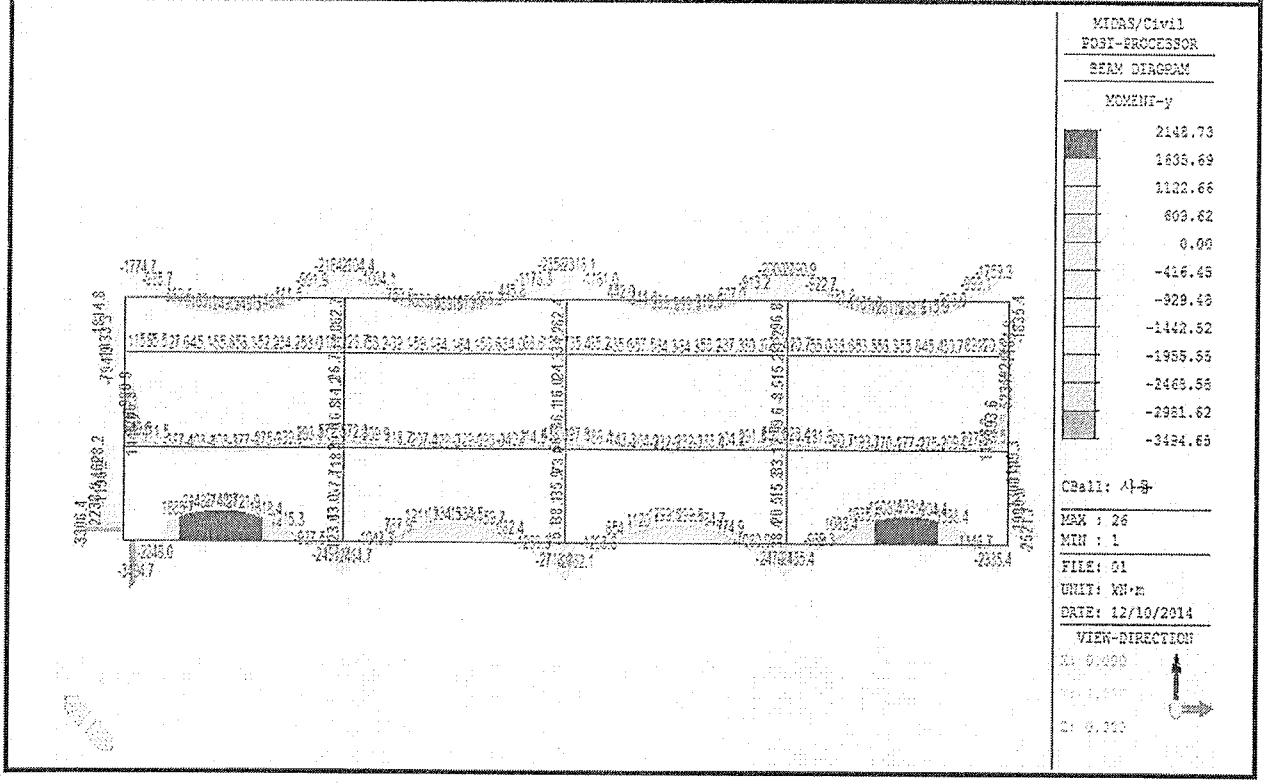
1) 상시

- 모멘트도

계 수 하 중

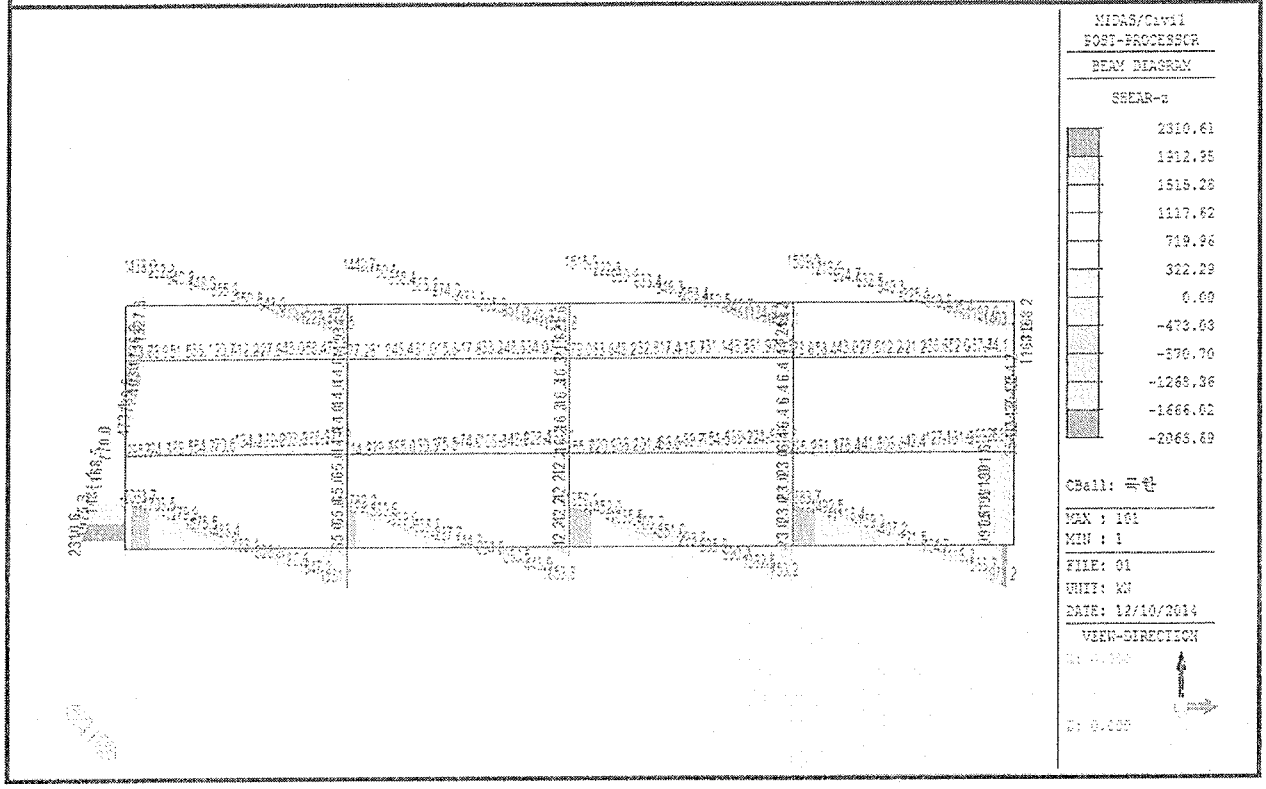


사 용 하 중



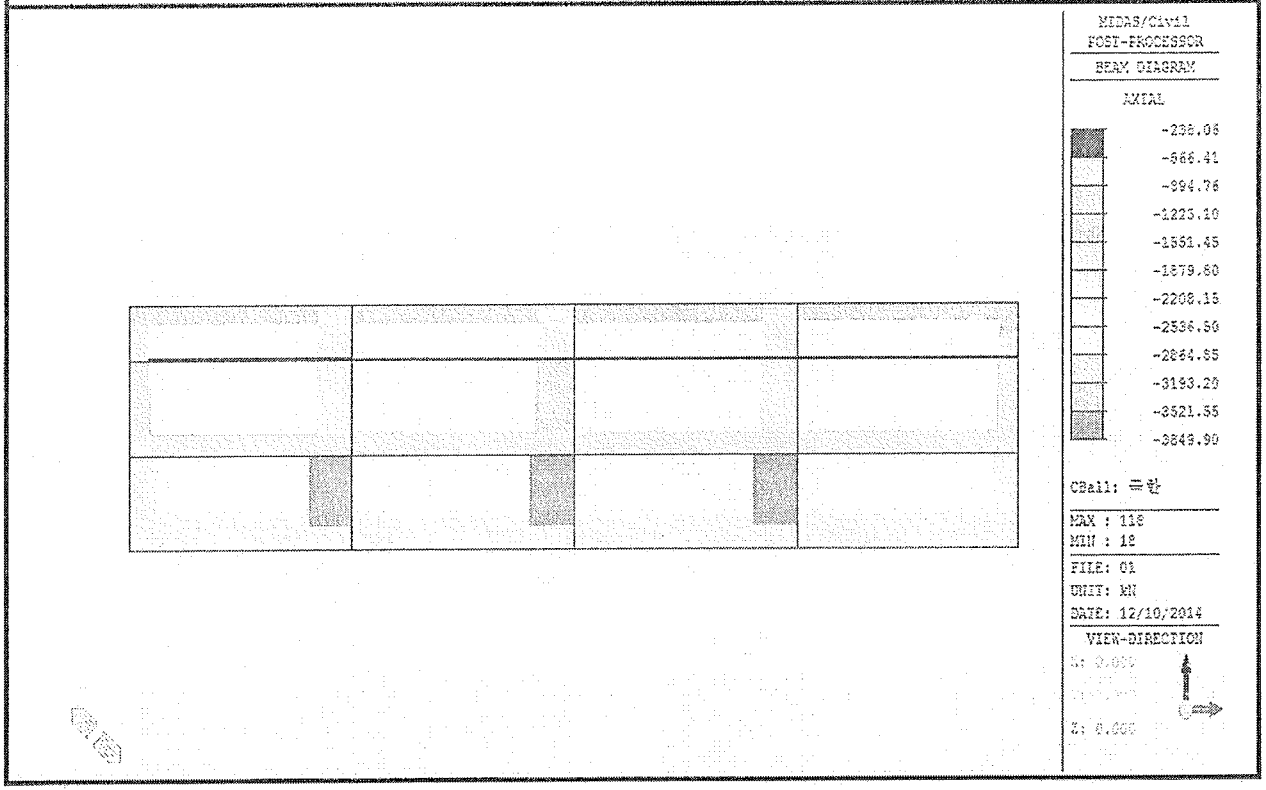
- 전단력도

계 수 하 중



- 축력도

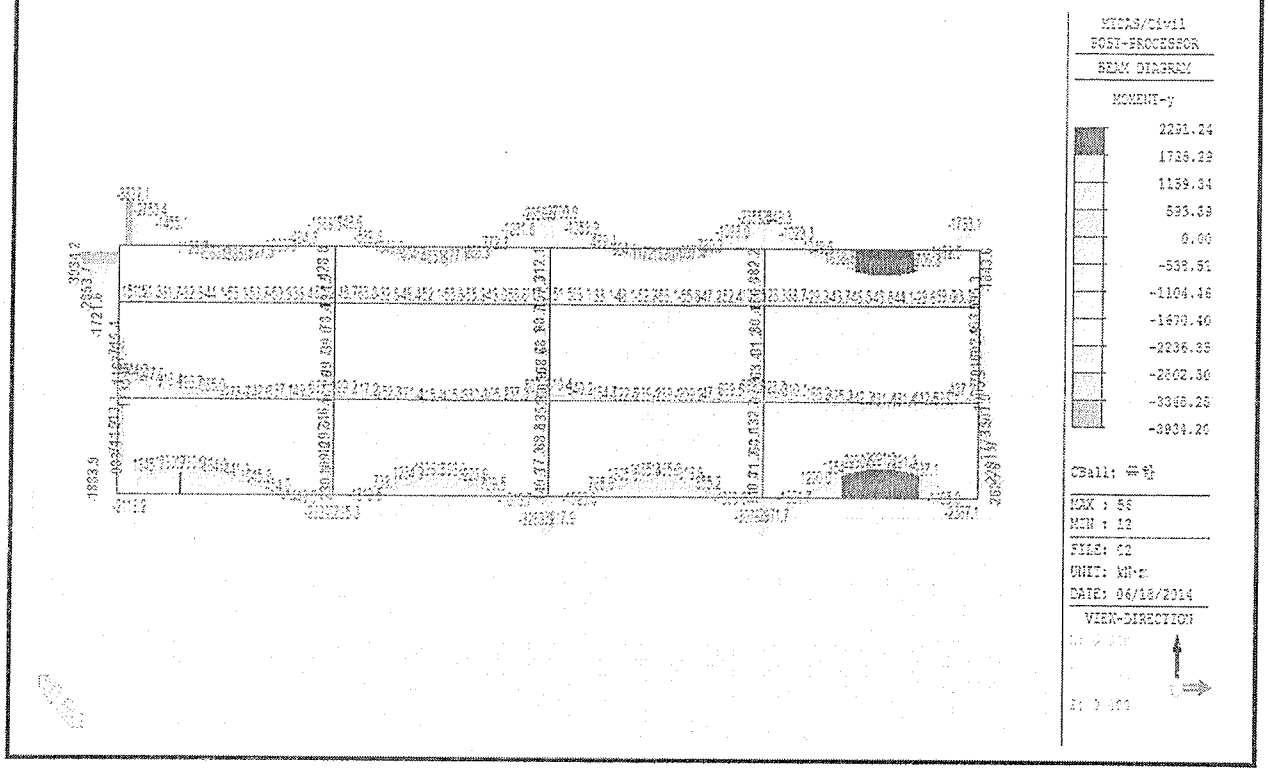
계 수 하 중



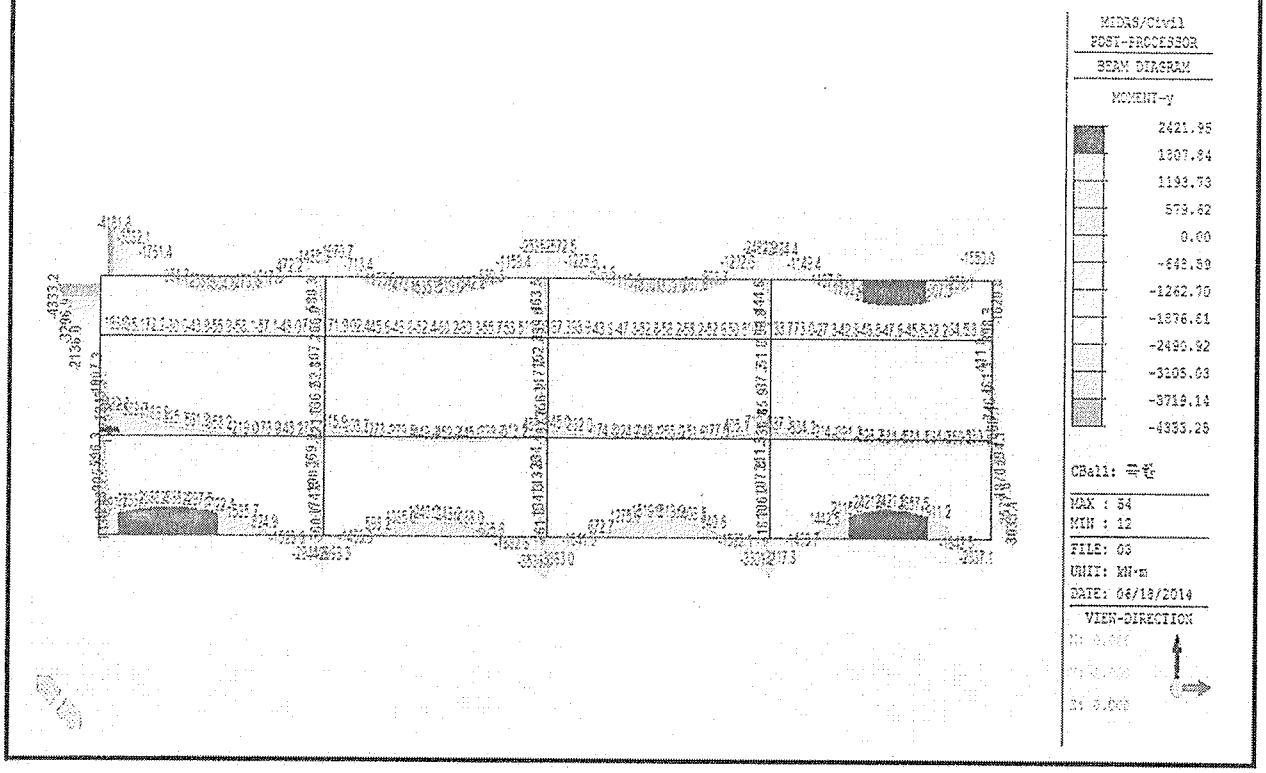
2) 지진시

- 모멘트도

기능 수행 수준

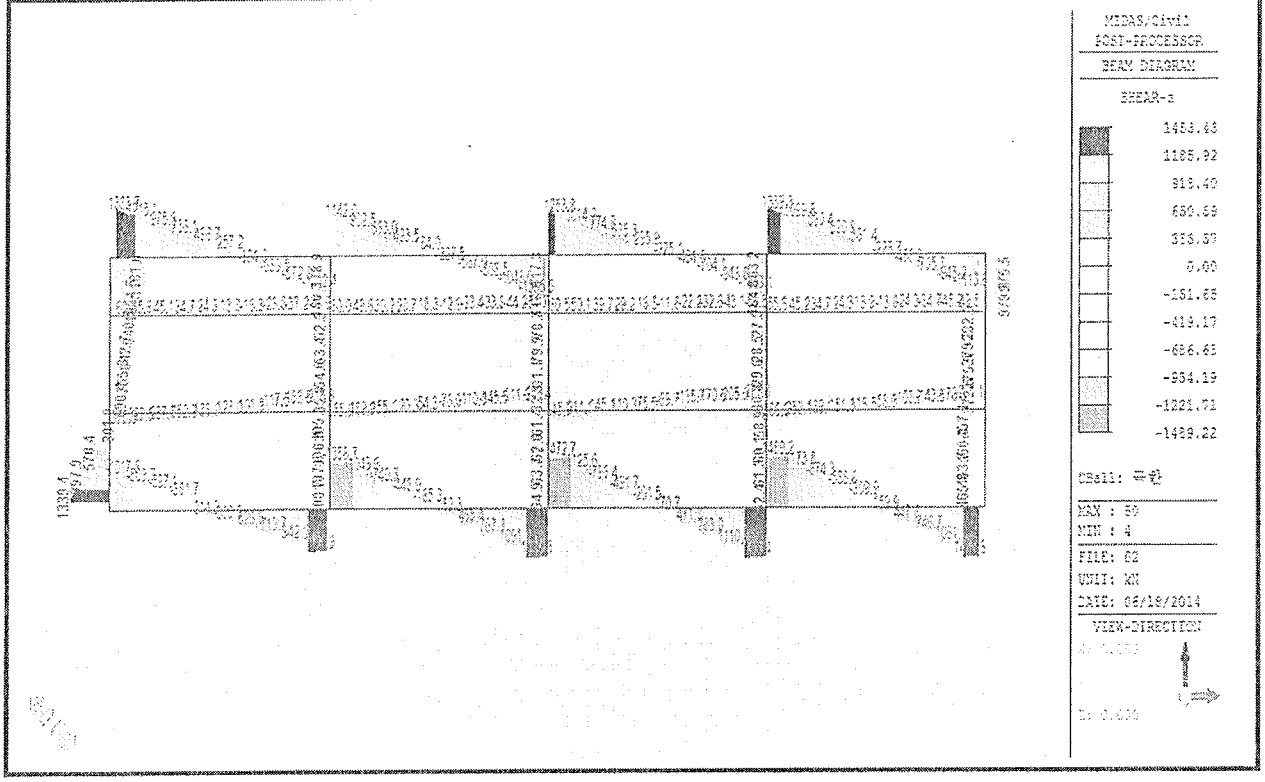


붕괴 방지 수준

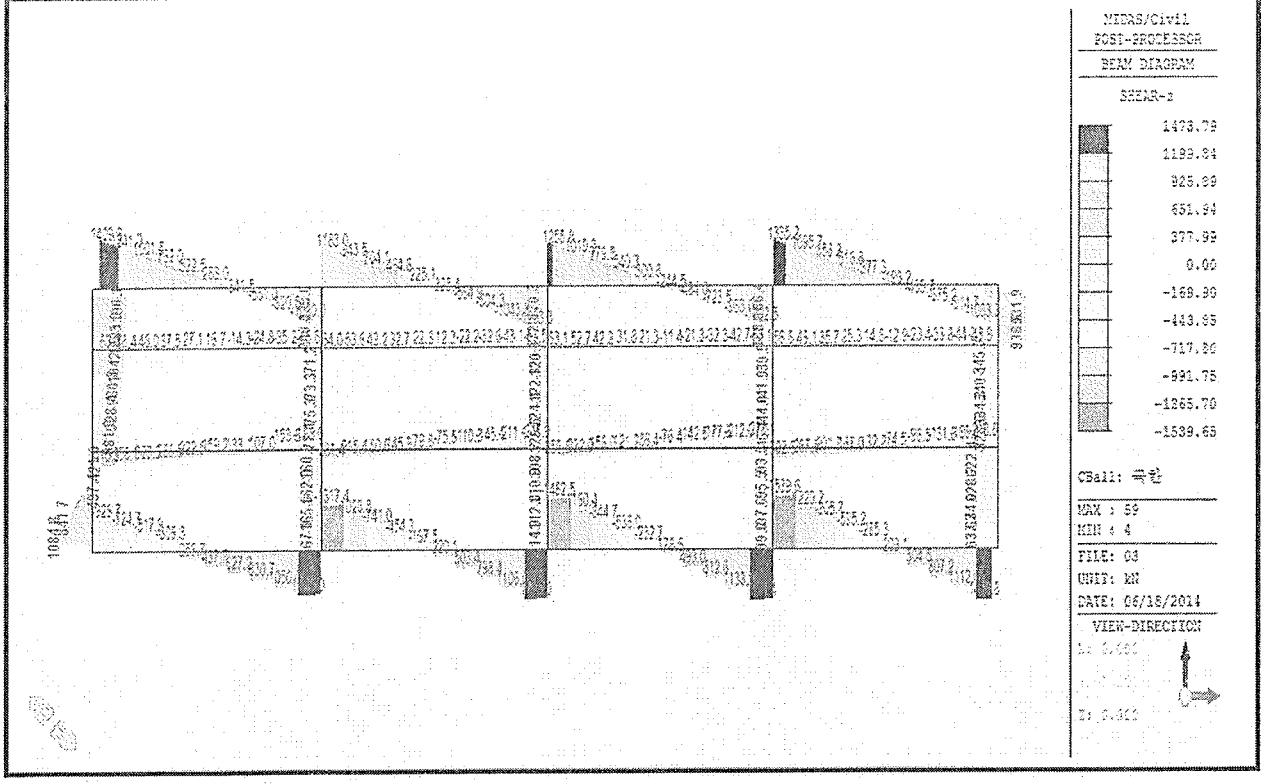


- 전단력도

기능 수행 수준



붕괴 방지 수준



15. 단면검토

15.1 상부슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 156 cm	
· Mu = 4181.800 kN.m	· Vu = 1438.000 kN	· M = 1774.700 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 2 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 141.0 cm	· 전단력 d = 146.0 cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 93.146 cm^2 [p = 0.00661]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (10.278 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 17.91 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 49.350 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 45.825 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 18.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 49.350 cm^2 > 18.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 124.195 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	102.784	cm^2	[p = 0.00729]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 17.914 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 21.075 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0178 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4614.45 kN.m > Mu = 4181.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 948.30 kN < Vu = 1438.00 kN

· 1/2·Φv Vc = 474.15 kN < Vu = 1438.00 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.677 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.677 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 948.30 + 1159.82 = 2108.12 kN > Vu = 1438.00 kN

Rm = Md / Mu = 1.10 Rs = Φv Vn / Vu = 1.47

15.1.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.00729 + √ [2 × 0.055 + 0.055 ²] = 0.28

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.28 / 3 = 0.907

fs = M / [As·d·j]

= 1774.70 × 1000 / [102.784 × 141.0 × 0.907] = 135.01 MPa

s = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 135) - 2.5 x 85.5 = 370 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 135) = 467 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.2 상부슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	2439.600	kN.m	· Vu =	1403.000	kN	· M =	1759.300	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	125.0 cm	· 전단력 d =	130.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 60.413 cm^2 [p = 0.00483]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (7,150 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 12.46 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	43.750 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	40.625 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	16.875 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	43.750 cm^2	> 16.875	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	80.551 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 25 @ 125	= 40.536 cm^2	[8.0 EA/m]		
	H 22 @ 125	= 30.968 cm^2	[8.0 EA/m]		
	TOTAL	= 71.504 cm^2	[p = 0.00572]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 12.463 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 14.662 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0236 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2887.42 kN.m > Mu = 2439.60 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 844.37 kN < Vu = 1403.00 kN

· 1/2·Φv Vc = 422.19 kN < Vu = 1403.00 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 2.149 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 2.149 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 844.37 + 1032.72 = 1877.09 kN > Vu = 1403.00 kN

Rm = Md / Mu = 1.18 Rs = Φv Vn / Vu = 1.34

15.2.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.00572 + √ [2 × 0.043 + 0.043 ²] = 0.253

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.253 / 3 = 0.916

fs = M / [As·d·j]

= 1759.30 × 1000 / [71.504 × 125.0 × 0.916] = 214.88 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 214.9) - 2.5 x 87.5 = 148 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 214.9) = 293 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.3 상부슬래브 중앙지점부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	156	cm			
· Mu =	3283.700	kN.m	· Vu =	1541.800	kN	· M =	2356.300	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	141.0 cm	· 전단력 d =	146.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 72.109 cm^2 [p = 0.00511]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (8,107 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 14.13 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒ MIN As =	49.350 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒ MIN As =	45.825 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒ MIN As =	18.875 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒ MIN As =	49.350 cm^2	> 18.875	cm^2
	4/3·Req As	⇒ MIN As =	96.145 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	81.072	cm^2	[p = 0.00575]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 14.130 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 16.624 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0233 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3691.85 kN.m > Mu = 3283.70 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 948.30 kN < Vu = 1541.80 kN

· 1/2·Φv Vc = 474.15 kN < Vu = 1541.80 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 2.033 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 2.033 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 948.30 + 1159.82 = 2108.12 kN > Vu = 1541.80 kN

Rm = Md / Mu = 1.12 Rs = Φv Vn / Vu = 1.37

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.00575 + √ [2 × 0.043 + 0.043 ²] = 0.254

j = 1 − k / 3 ⇒ 1 − 0.254 / 3 = 0.915

fs = M / [As·d·j]

= 2356.30 × 1000 / [81.072 × 141.0 × 0.915] = 225.28 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 225.3) − 2.5 x 87.5 = 131 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 225.3) = 280 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.4 상부슬래브 중앙부

15.4.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	2098.400	kN.m	· Vu =	496.700	kN	· M =	1288.500	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	132.0 cm	· 전단력 d =	132.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 48.602 cm^2 [p = 0.00370]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6.354 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	46.200 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	42.900 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	17.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	46.200 cm^2	> 17.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	65.069 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32 @	125	=	63.536 cm^2	[8.0 EA/m]	
			TOTAL	=	63.536 cm^2	[p = 0.004813]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0274 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2731.88 kN.m > Mu = 2098.40 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 857.37 kN > Vu = 496.70 kN

· 1/2·Φv Vc = 428.69 kN < Vu = 496.70 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 857.37 + 0.00 = 857.37 kN > Vu = 496.70 kN

Rm = Md / Mu = 1.30 Rs = Φv Vn / Vu = 1.73

15.4.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004813 + √ [2 × 0.036 + 0.036 ²] = 0.235

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.235 / 3 = 0.922

fs = M / [As·d·j]

= 1288.50 × 1000 / [63.536 × 132.0 × 0.922] = 166.63 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 166.6) − 2.5 x 64 = 313 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 166.6) = 378 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.5 하부슬래브 좌측단부

15.5.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	150	cm			
· Mu =	4626.200	kN.m	· Vu =	2063.700	kN	· M =	3494.700	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	135.0 cm	· 전단력 d =	140.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 109.796 cm^2 [p = 0.00813]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12.707 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 47.250 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 43.875 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 18.125 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 47.250 cm^2 > 18.125 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 146.395 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072 cm^2	[p = 0.009413	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0131 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5354.16 kN.m > Mu = 4626.20 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 909.33 kN < Vu = 2063.70 kN

· 1/2·Φv Vc = 454.67 kN < Vu = 2063.70 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 4.123 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 4.123 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 909.33 + 1604.40 = 2513.73 kN > Vu = 2063.70 kN

Rm = Md / Mu = 1.16 Rs = Φv Vn / Vu = 1.22

15.5.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.009413 + √ [2 × 0.071 + 0.071 ²] = 0.312

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.312 / 3 = 0.896

fs = M / [As·d·j]

= 3494.70 × 1000 / [127.072 × 135.0 × 0.896] = 227.36 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 227.4) - 2.5 x 84 = 136 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 227.4) = 277 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.6 하부슬래브 우측단부

15.6.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	150	cm			
· Mu =	3128.200	kN.m	· Vu =	1971.200	kN	· M =	2335.400	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	135.0 cm	· 전단력 d =	140.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 72.994 cm^2 [p = 0.00541]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (10.278 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 17.91 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒ MIN	As =	47.250 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒ MIN	As =	43.875 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒ MIN	As =	18.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒ MIN	As =	47.250 cm^2	> 18.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒ MIN	As =	97.325 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	= 51.392 cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29	@	125	= 51.392 cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	= 102.784 cm^2	[p = 0.007614]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 17.914 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 21.075 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0169 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4404.77 kN.m > Mu = 3128.20 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 909.33 kN < Vu = 1971.20 kN

· 1/2·Φv Vc = 454.67 kN < Vu = 1971.20 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 3.792 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 3.792 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 909.33 + 1112.16 = 2021.49 kN > Vu = 1971.20 kN

Rm = Md / Mu = 1.41 Rs = Φv Vn / Vu = 1.03

15.6.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.007614 + √ [2 × 0.057 + 0.057 ²] = 0.285

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.285 / 3 = 0.905

fs = M / [As·d·j]

= 2335.40 × 1000 / [102.784 × 135.0 × 0.905] = 185.97 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 186) − 2.5 x 85.5 = 210 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 186) = 339 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.7 하부슬래브 중앙지점부

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	150	cm			
· Mu =	3815.100	kN.m	· Vu =	1859.100	kN	· M =	2782.100	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	135.0 cm	· 전단력 d =	135.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 89.023 cm^2 [p = 0.00659]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (10.278 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 17.91 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 47.250 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 43.875 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 18.125 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 47.250 cm^2 > 18.125 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 118.697 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392 cm^2	[8.0 EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392 cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	102.784 cm^2	[p = 0.007614]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 17.914 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 21.075 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0169 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4404.77 kN.m > Mu = 3815.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 876.85 kN < Vu = 1859.10 kN

· 1/2·Φv Vc = 438.43 kN < Vu = 1859.10 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 3.638 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 3.638 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 876.85 + 1072.44 = 1949.29 kN > Vu = 1859.10 kN

Rm = Md / Mu = 1.15 Rs = Φv Vn / Vu = 1.05

15.7.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.007614 + √ [2 × 0.057 + 0.057 ²] = 0.285

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.285 / 3 = 0.905

fs = M / [As·d·j]

= 2782.10 × 1000 / [102.784 × 135.0 × 0.905] = 221.55 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 221.6) - 2.5 x 85.5 = 142 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 221.6) = 284 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.8 하부슬래브 중앙부

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	150	cm			
· Mu =	2857.500	kN.m	· Vu =	488.400	kN	· M =	1908.400	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	137.0 cm	· 전단력 d =	142.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 64.269 cm^2 [p = 0.00469]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (7.150 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 12.46 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	47.950 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	44.525 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	18.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	47.950 cm^2	> 18.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	85.692 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	25 @	125 =	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	22 @	125 =	30.968	cm^2	[8.0	EA/m]
		TOTAL =		71.504	cm^2	[p = 0.005219	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 12.463 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 14.662 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0261 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3179.16 kN.m > Mu = 2857.50 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 922.32 kN > Vu = 488.40 kN

· 1/2·Φv Vc = 461.16 kN < Vu = 488.40 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 922.32 + 0.00 = 922.32 kN > Vu = 488.40 kN

Rm = Md / Mu = 1.11 Rs = Φv Vn / Vu = 1.89

15.8.2 철근의 응력 산정

A = 2 × 80.0 × 1000.0 / 16.0 = 10000.0 mm^2 N=1M 당 배근된 철근수

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.005219 + √ [2 × 0.039 + 0.039 ²] = 0.243

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.243 / 3 = 0.919

fs = M / [As·d·j]

= 1908.40 × 1000 / [71.504 × 137.0 × 0.919] = 211.98 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 212) − 2.5 x 67.5 = 203 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 212) = 297 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.9 중간슬래브1 지점부

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	30	cm			
· Mu =	171.900	kN.m	· Vu =	79.400	kN	· M =	139.700	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	22.0 cm	· 전단력 d =	22.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 26.196 cm^2 [p = 0.01191]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (3.097 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 5.40 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	7.700 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	7.150 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	3.750 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	7.700 cm^2	> 3.750	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	34.928 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 22 @ 125	= 30.968 cm^2	[8.0 EA/m]		
TOTAL	= 30.968 cm^2	[p = 0.014076]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 5.397 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 6.349 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0074 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 203.23 kN.m > Mu = 171.90 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 142.89 kN > Vu = 79.40 kN

· 1/2·Φv Vc = 71.45 kN < Vu = 79.40 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av

0.35 b0 s / fy	= 0.000 cm^2	[최소전단철근]
Vs s / [Φv fy d]	= 0.000 cm^2	[소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 142.89 + 0.00 = 142.89 kN > Vu = 79.40 kN

Rm = Md / Mu = 1.18 Rs = Φv Vn / Vu = 1.80

15.9.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.014076 + √ [2 × 0.105 + 0.105 ²] = 0.366

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.366 / 3 = 0.878

fs = M / [As·d·j]

= 139.70 × 1000 / [30.968 × 22.0 × 0.878] = 233.54 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 233.5) - 2.5 x 69 = 165 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 233.5) = 270 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.10 중간슬래브1 중앙부

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	30	cm			
· Mu =	77.000	kN.m	· Vu =	36.100	kN	· M =	64.100	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	22.0 cm	· 전단력 d =	22.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 11.321 cm^2 [p = 0.00515]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (2.292 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 3.99 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	7.700 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	7.150 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	3.750 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	7.700 cm^2	> 3.750	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	15.095 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 19 @ 125	=	22.920 cm^2	[8.0 EA/m]	
	TOTAL	=	22.920 cm^2	[p =	0.010418]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 3.995 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 4.7 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0110 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 155.88 kN.m > Mu = 77.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 142.89 kN > Vu = 36.10 kN

· 1/2·Φv Vc = 71.45 kN > Vu = 36.10 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc +

= [142.89 + 0.00 = 142.89 kN > Vu = 36.10 kN

Rm = Md / Mu = 2.02 Rs = Φv Vn / Vu = 3.96

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.010418 + √ [2 × 0.078 + 0.078 ²] = 0.325

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.325 / 3 = 0.892

fs = M / [As·d·j]

= 64.10 × 1000 / [22.920 × 22.0 × 0.892] = 142.51 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 142.5) − 2.5 x 70.5 = 376 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 142.5) = 442 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.11 중간슬래브2 지점부

15.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	1882.800	kN.m	· Vu =	410.900	kN	· M =	572.500	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	87.0 cm	· 전단력 d =	92.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 69.277 cm^2 [p = 0.00796]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (8.107 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 14.13 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 30.450 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 28.275 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 11.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 30.450 cm^2 > 11.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 92.369 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	25 @ 125	=	40.536 cm^2	[8.0	EA/m]
	H	25 @ 125	=	40.536 cm^2	[8.0	EA/m]
		TOTAL	=	81.072 cm^2	[p = 0.009319	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 14.130 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 16.624 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0136 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2203.37 kN.m > Mu = 1882.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 597.56 kN > Vu = 410.90 kN

· 1/2·Φv Vc = 298.78 kN < Vu = 410.90 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av 0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 597.56 + 0.00 = 597.56 kN > Vu = 410.90 kN

Rm = Md / Mu = 1.17 Rs = Φv Vn / Vu = 1.45

15.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.009319 + √ [2 × 0.07 + 0.07 ²] = 0.31

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.31 / 3 = 0.897

fs = M / [As·d·j]

= 572.50 × 1000 / [81.072 × 87.0 × 0.897] = 90.49 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 90.49) − 2.5 x 67.5 = 702 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 90.49) = 696 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.12 중간슬래브2 중앙부

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	50	cm			
· Mu =	584.400	kN.m	· Vu =	134.200	kN	· M =	408.100	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	42.0 cm	· 전단력 d =	42.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 45.811 cm^2 [p = 0.01091]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5.139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	14.700 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	13.650 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	6.250 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	14.700 cm^2	> 6.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	61.081 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392 cm^2	[8.0 EA/m]	
				TOTAL	=	51.392 cm^2	[p = 0.012236]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 8.957 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 10.538 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0090 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 655.62 kN.m > Mu = 584.40 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 272.80 kN > Vu = 134.20 kN

· 1/2·Φv Vc = 136.40 kN > Vu = 134.20 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 272.80 + 0.00 = 272.80 kN > Vu = 134.20 kN

Rm = Md / Mu = 1.12 Rs = Φv Vn / Vu = 2.03

15.12.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.012236 + √ [2 × 0.092 + 0.092 ²] = 0.346

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.346 / 3 = 0.885

fs = M / [As·d·j]

= 408.10 × 1000 / [51.392 × 42.0 × 0.885] = 213.64 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 213.6) - 2.5 x 65.5 = 205 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 213.6) = 295 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.13 좌측벽체 상단부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1560.000	100.000	1410.000	2310.100	4333.200	1875.763

㉯ 철근비 검토

As = 10278.400 mm² (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1560.0 x 1000.0 = 35802000.0 N

Cs = As x fy = 4111360.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (35802000.0 x 780.00 + 4111360.0 x 150.000 + 0.0 x 1560.000) / 39913360.0
= 715.106 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 846.000 mm. ab = k1 x cb = 719.100 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 719100.000 = 16503.345 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pb = 16503.345 + 0.000 - 4111.360 = 12391.985 kN

Mb = Cc x 355.556 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10333.160 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 833.858 mm, e = Mu/Pu = 1875.763 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 424.674 mm, a = k1 x c = 360.973 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 360972.666 = 8284.323 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pn = 8284.323 + 0.000 - 4111.360 = 4172.963 kN

Mn = Cc x 534.619 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7827.524 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1875.771) | = 0.0084 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1560.00 - 100.00 = 1460.000 mm

c = 424.674 mm, a = k1 x c = 360.973 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1460.00-424.67) / 424.67 = 0.00731

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 31741.977 kN ≥ Pn = 4172.963 kN

ΦPn = 0.85 x 4172.963 = 3547.018 kN ≥ Pu = 2310.100 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.876 = 6653.365 kN.m ≥ Mu = 4333.200 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1410.00 = 1012.692 kN
< Vu (= 1327.600 kN) . 전단보강 필요.

Req Av = (1327.600 - 1012.692) x 150.00 / (400.0 x 1410.00 x Φ) = 111.670 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1410.00 / 150.00 = 1493.472 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1410.00 = 4884.383 kN ≥ 1493.472 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1350.256 + 1493.472) = 2132.796 kN ≥ 1327.600 kN ∴ O.K

【 균열검토 】

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1814.800 x 1000000 / [10278.400 x (1410.000 - 384.201/3)]

= 137.733 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1410.0/(7x10278.400)]

= 384.201 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 137.73) - 2.5 x 85.50 = 358.01 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 137.73) = 457.41 mm

Sa는 작은 값인 358.01 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 358.01 mm) ∴ O.K

15.14 좌측벽체 중앙부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	80.000	1320.000	2310.100	1975.000	854.941

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0037) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 2055680.0 x 80.000 + 0.0 x 1400.000) / 34185680.0

= 662.718 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.000 mm, ab = k1 x cb = 673.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 15449.940 + 0.000 - 2055.680 = 13394.260 kN

Mb = Cc x 326.118 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7388.399 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 551.609 mm, e = Mu/Pu = 854.941 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 474.461 mm, a = k1 x c = 403.292 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 403291.512 = 9255.540 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 9255.540 + 0.000 - 2055.680 = 7199.860 kN

Mn = Cc x 461.072 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6155.487 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=854.945) | = 0.0040 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 474.461 mm, a = k1 x c = 403.292 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-474.46) / 474.46 = 0.00535

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 27254.188 kN ≥ Pn = 7199.860 kN

ΦPn = 0.85 x 7199.860 = 6119.881 kN ≥ Pu = 2310.100 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.855 = 5232.139 kN.m ≥ Mu = 1975.000 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 958.416 kN

≥ Vu (= 881.900 kN) , 전단보강 불필요.

【 균열검토 】

① 응력 산정

$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 1445.600 \times 1000000 / [5139.200 \times (1320.000 - 274.294/3)]$

$= 228.957$ MPa

$x = -nA_s/b + nA_s/b\sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$

$= -7 \times 5139.200/1000.0 + 7 \times 5139.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1320.0/(7 \times 5139.200)]}$

$= 274.294$ mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 228.96) - 2.5 x 65.50 = 180.20 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 228.96) = 275.16 mm

Sa는 작은 값인 180.20 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 180.20 mm) ∴ O.K

15.15 좌측벽체 하단부

가설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	100.000	1250.000	2310.100	4346.900	1881.693

㉮ 철근비 검토

As = 12707.200 mm² (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0091) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉯ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N
Cs = As x fy = 5082880.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N
Xp = (32130000.0 x 700.00 + 5082880.0 x 150.000 + 0.0 x 1400.000) / 37212880.0
= 624.876 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 750.000 mm, ab = k1 x cb = 637.500 mm
Cc = 0.85 x 27.0 x 637500.000 = 14630.625 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 5082.880 kN
Pb = 14630.625 + 0.000 - 5082.880 = 9547.745 kN
Mb = Cc x 306.126 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9090.776 kN.m
eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 952.138 mm, e = Mu/Pu = 1881.693 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 470.039 mm, a = k1 x c = 399.533 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 399533.361 = 9169.291 kN
∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 5082.880 kN
Pn = 9169.291 + 0.000 - 5082.880 = 4086.411 kN
Mn = Cc x 425.109 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7689.357 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1881.690) | = 0.0038 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 mm
c = 470.039 mm, a = k1 x c = 399.533 mm
εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-470.04) / 470.04 = 0.00530
εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29537.000 kN ≥ Pn = 4086.411 kN
ΦPn = 0.85 x 4086.411 = 3473.449 kN ≥ Pu = 2310.100 kN ∴ O.K
ΦMn = ΦPn x 1.882 = 6535.966 kN.m ≥ Mu = 4346.900 kN.m ∴ O.K

㉳ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1250.00 = 907.591 kN
< Vu (= 2310.600 kN) , 전단보강 필요.
Req Av = (2310.600 - 907.591) x 150.00 / (400.0 x 1250.00 x Φ) = 561.204 mm²
Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)
Vs = 573.000 x 400.0 x 1250.00 / 150.00 = 1910.000 kN
Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1250.00 = 4330.127 kN ≥ 1910.000 kN ∴ O.K
s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K
ΦVn = 0.75 x (1210.121 + 1910.000) = 2340.091 kN ≥ 2310.600 kN ∴ O.K

【 균열검토 】

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3306.400 x 1000000 / [12707.200 x (1250.000 - 390.933/3)]

= 232.385 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1250.0/(7x12707.200)]

= 390.933 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 232.39) - 2.5 x 84.00 = 128.88 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 232.39) = 271.10 mm

Sa는 작은 값인 128.88 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 128.88 mm) ∴ O.K

15.16 우측벽체 상단부

가설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	100.000	1256.691	2302.700	2534.800	1100.795

㉮ 철근비 검토

As = 7150.400 ㎟ (인장중심 = 143.31 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H22- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0051) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉯ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 2860160.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 2860160.0 x 143.309 + 0.0 x 1400.000) / 34990160.0
= 654.495 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 754.014 mm, ab = k1 x cb = 640.912 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 640912.173 = 14708.934 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 2860.160 kN

Pb = 14708.934 + 0.000 - 2860.160 = 11848.774 kN

Mb = Cc x 334.039 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7714.088 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 651.045 mm, e = Mu/Pu = 1100.795 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 436.892 mm, a = k1 x c = 371.358 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 371357.796 = 8522.661 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 2860.160 kN

Pn = 8522.661 + 0.000 - 2860.160 = 5662.501 kN

Mn = Cc x 468.816 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6233.280 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1100.800) | = 0.0050 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 mm

c = 436.892 mm, a = k1 x c = 371.358 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-436.89) / 436.89 = 0.00593

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 27860.847 kN ≥ Pn = 5662.501 kN

ΦPn = 0.85 x 5662.501 = 4813.126 kN ≥ Pu = 2302.700 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.101 = 5298.264 kN.m ≥ Mu = 2534.800 kN.m ∴ O.K

㉳ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1256.69 = 912.141 kN
< Vu (= 1168.200 kN) . 전단보강 필요.

Req Av = (1168.200 - 912.141) x 150.00 / (400.0 x 1256.69 x Φ) = 101.878 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1256.69 / 150.00 = 1331.087 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1256.69 = 4353.304 kN ≥ 1331.087 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1216.188 + 1331.087) = 1910.456 kN ≥ 1168.200 kN ∴ O.K

【 균열검토 】

① 응력 산정

$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1835.400 \times 1000000 / [7150.400 \times (1256.691 - 308.147/3)]$

$= 222.435$ MPa

$\chi = -nA_s/b + nA_s/b\sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$

$= -7 \times 7150.400/1000.0 + 7 \times 7150.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1256.7/(7 \times 7150.400)]}$

$= 308.147$ mm

사용철근량 = 7150.4 mm² (철근도심 : 143.3 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

2단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50$ mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

S_{min} : $375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times Cc = 375 \times (210 / 222.44) - 2.5 \times 87.50 = 135.29$ mm

$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 222.44) = 283.23$ mm

Sa는 작은 값인 135.29 mm 를 적용

$S = 1000.00 / 8.0$ EA $= 125.00 \leq Sa (= 135.29$ mm) ∴ O.K

15.17 우측벽체 중앙부

가설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	80.000	1320.000	2302.700	1072.400	465.714

㉮ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0029) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉯ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 1621440.0 x 80.000 + 0.0 x 1400.000) / 33751440.0

= 670.215 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.000 mm. ab = k1 x cb = 673.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 15449.940 + 0.000 - 1621.440 = 13828.500 kN

Mb = Cc x 333.615 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7031.685 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 508.492 mm, e = Mu/Pu = 465.714 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 835.927 mm, a = k1 x c = 710.538 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 710537.796 = 16306.842 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1408.429 kN

Pn = 16306.842 + 0.000 - 1408.429 = 14898.414 kN

Mn = Cc x 314.946 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6938.454 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=465.718) | = 0.0034 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 835.927 mm, a = k1 x c = 710.538 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-835.93) / 835.93 = 0.00174

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26926.728 kN ≥ Pn = 14898.414 kN

ΦPn = 0.78 x 14898.414 = 11670.424 kN ≥ Pu = 2302.700 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.466 = 5435.082 kN.m ≥ Mu = 1072.400 kN.m ∴ O.K

㉳ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 958.092 kN

≥ Vu (= 354.200 kN) , 전단보강 불필요.

【 균열검토 】

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1157.200 x 1000000 / [4053.600 x (1320.000 - 246.790/3)]

= 230.642 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x4053.600)]

= 246.790 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 230.64) - 2.5 x 67.50 = 172.69 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 230.64) = 273.15 mm

Sa는 작은 값인 172.69 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 172.69 mm) ∴ O.K

15.18 우측벽체 하단부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	100.000	1250.000	2302.700	3386.000	1470.448

㉯ 철근비 검토

As = 10278.400 mm² (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0073) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 4111360.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 4111360.0 x 150.000 + 0.0 x 1400.000) / 36241360.0
= 637.606 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 750.000 mm, ab = k1 x cb = 637.500 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 637500.000 = 14630.625 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pb = 14630.625 + 0.000 - 4111.360 = 10519.265 kN

Mb = Cc x 318.856 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8495.514 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.615 mm, e = Mu/Pu = 1470.448 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 457.305 mm, a = k1 x c = 388.709 mm 를 사용,

Cc = 0.85 x 27.0 x 388709.009 = 8920.872 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pn = 8920.872 + 0.000 - 4111.360 = 4809.512 kN

Mn = Cc x 443.251 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7072.132 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1470.447) | = 0.0008 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 mm

c = 457.305 mm, a = k1 x c = 388.709 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-457.30) / 457.30 = 0.00553

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28804.377 kN ≥ Pn = 4809.512 kN

ΦPn = 0.85 x 4809.512 = 4088.085 kN ≥ Pu = 2302.700 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.470 = 6011.315 kN.m ≥ Mu = 3386.000 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1250.00 = 907.284 kN
< Vu (= 991.600 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (991.600 - 907.284) x 150.00 / (400.0 x 1250.00 x Φ) = 33.726 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1250.00 / 150.00 = 1324.000 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1250.00 = 4330.127 kN ≥ 1324.000 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1209.713 + 1324.000) = 1900.284 kN ≥ 991.600 kN ∴ O.K

【 균열검토 】

① 응력 산정

$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2521.700 \times 1000000 / [10278.400 \times (1250.000 - 358.224/3)]$

$= 217.001$ MPa

$\chi = -nA_s/b + nA_s/b\sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$

$= -7\times10278.400/1000.0 + 7\times10278.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2\times1000.0\times1250.0/(7\times10278.400)]}$

$= 358.224$ mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 217.00) - 2.5 x 85.50 = 149.15 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 217.00) = 290.32 mm

Sa는 작은 값인 149.15 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 149.15 mm) ∴ O.K

15.19 내측벽체 상단부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	500.000	80.000	420.000	3849.900	580.300	150.731

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0103) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 500.0 x 1000.0 = 11475000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (11475000.0 x 250.00 + 2055680.0 x 80.000 + 0.0 x 500.000) / 13530680.0

= 224.172 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm, ab = k1 x cb = 214.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 214200.000 = 4915.890 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 4915.890 + 0.000 - 2055.680 = 2860.210 kN

Mb = Cc x 117.072 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1125.819 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 393.614 mm, e = Mu/Pu = 150.731 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 353.151 mm, a = k1 x c = 300.178 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 300178.299 = 6889.092 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 583.689 kN

Pn = 6889.092 + 0.000 - 583.689 = 6305.403 kN

Mn = Cc x 74.083 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 950.376 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=150.724) | = 0.0071 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 500.00 - 80.00 = 420.000 mm

c = 353.151 mm, a = k1 x c = 300.178 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (420.00-353.15) / 353.15 = 0.00057

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 10730.188 kN ≥ Pn = 6305.403 kN

ΦPn = 0.65 x 6305.403 = 4098.512 kN ≥ Pu = 3849.900 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.151 = 617.774 kN.m ≥ Mu = 580.300 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 420.00 = 422.833 kN

≥ Vu (= 238.000 kN) , 전단보강 불필요.

【 균열검토 】

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 73.000 x 1000000 / [5139.200 x (420.000 - 141.544/3)]

= 38.100 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x5139.200)]

= 141.544 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 38.10) - 2.5 x 65.50 = 1903.16 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 38.10) = 1653.53 mm

Sa는 작은 값인 1653.53 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1653.53 mm) ∴ O.K

15.20 내측벽체 하단부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	500.000	80.000	420.000	3849.900	397.000	103.120

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0081) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 500.0 x 1000.0 = 11475000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (11475000.0 x 250.00 + 1621440.0 x 80.000 + 0.0 x 500.000) / 13096440.0

= 228.953 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm, ab = k1 x cb = 214.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 214200.000 = 4915.890 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 4915.890 + 0.000 - 1621.440 = 3294.450 kN

Mb = Cc x 121.853 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1047.465 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 317.948 mm, e = Mu/Pu = 103.120 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 402.914 mm, a = k1 x c = 342.477 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 342477.264 = 7859.853 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 103.136 kN

Pn = 7859.853 + 0.000 - 103.136 = 7756.718 kN

Mn = Cc x 57.714 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 799.844 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=103.116) | = 0.0033 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 500.00 - 80.00 = 420.000 mm

c = 402.914 mm, a = k1 x c = 342.477 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (420.00-402.91) / 402.91 = 0.00013

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 10402.728 kN ≥ Pn = 7756.718 kN

ΦPn = 0.65 x 7756.718 = 5041.866 kN ≥ Pu = 3849.900 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.103 = 519.915 kN.m ≥ Mu = 397.000 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 420.00 = 422.833 kN

≥ Vu (= 126.500 kN) , 전단보강 불필요.

【 균열검토 】

① 응력 산정

$f_s = M / [As \times (d - \chi/3)] = 75.100 \times 1000000 / [4053.600 \times (420.000 - 128.597/3)]$

$= 49.125$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7 \times 4053.600/1000.0 + 7 \times 4053.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 420.0/(7 \times 4053.600)]}$

$= 128.597$ mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 49.13) - 2.5 x 67.50 = 1434.30 mm

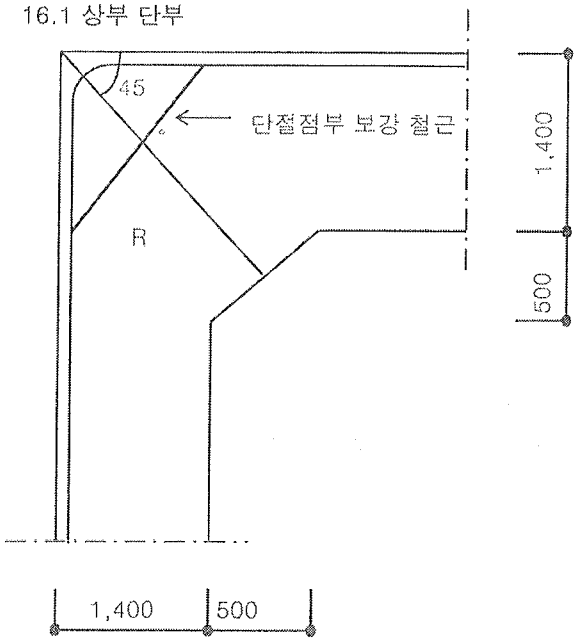
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 49.13) = 1282.44 mm

Sa는 작은 값인 1282.44 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1282.44 mm) ∴ O.K

16. 우각부 검토

16.1 상부 단부



$R = \sqrt{1650.0^2 + 1650.0^2}$

$= 2{,}333$ mm

Mo = 1774.7 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

$= 0.13\sqrt{27} = 0.68$ MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 1774.7 \times 10^6}{2{,}333 \times 1{,}000} = 1.630 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 1774.70 \times 10^6}{2{,}333.452 \times 180} = 8{,}451 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As =	1단	H 29 @	250	:	2,570	mm²
	2단	H 29 @	250	:	2,570	mm²
				합	5,139	mm²

▣ 필요철근량

As =	1단	H 19 @	125	:	2,292	mm²
	2단	H 19 @	125	:	2,292	mm²
				합	4,584	mm²

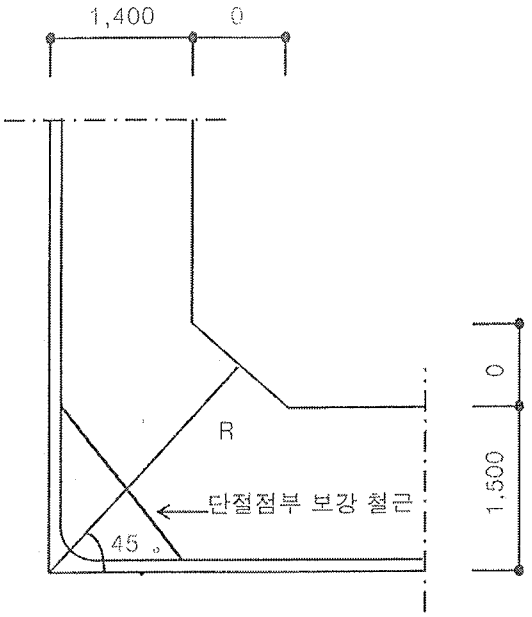
9,723 mm² > 8,451 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2333 = 1.52 m 이내에 배치

16.2 하부 단부



$R = \sqrt{1500.0^2 + 1400.0^2}$

$= 2{,}052$ mm

Mo = 3494.7 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

$= 0.13\sqrt{27} = 0.68$ MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 3494.7 \times 10^6}{2{,}052 \times 1{,}000} = 4.150 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 3494.70 \times 10^6}{2{,}051.828 \times 180} = 18{,}925 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As =	1단	H 32 @	250	:	3,177	mm²
	2단	H 32 @	250	:	3,177	mm²
				합	6,354	mm²

▣ 필요철근량

As =	1단	H 32 @	125	:	6,354	mm²
	2단	H 32 @	125	:	6,354	mm²
				합	12,707	mm²

19,061 mm² > 18,925 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2052 = 1.33 m 이내에 배치

7. 배력철근 산정

* 배력철근 계산

① T = 1,400 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.400 ㎡

단면적의 0.002 : 0.0020 x 1.400 = 2800.000 ㎟ (≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]

0.0015hb = 0.0015 x 1.200 x 1.000 = 1800.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.000 ㎟

1986.000 ㎟ ---- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 4200 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

② T = 1,500 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.500 ㎡

단면적의 0.002 : 0.0020 x 1.500 = 3000.000 ㎟ (≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]

0.0015hb = 0.0015 x 1.200 x 1.000 = 1800.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.000 ㎟

1986.000 ㎟ ---- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 4500 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

③ T = 300 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 0.300 ㎡

단면적의 0.002 : 0.0020 x 0.300 = 600.000 ㎟ 이상

0.0015hb = 0.0015 x 0.300 x 1.000 = 450.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 300 = 662.000 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.000 ㎟

1324.000 ㎟ ---- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 900 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

④ T = 1,000 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.000 ㎡

단면적의 0.002 : 0.0020 x 1.000 = 2000.000 ㎟ (≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]

0.0015hb = 0.0015 x 1.000 x 1.000 = 1500.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.000 ㎟

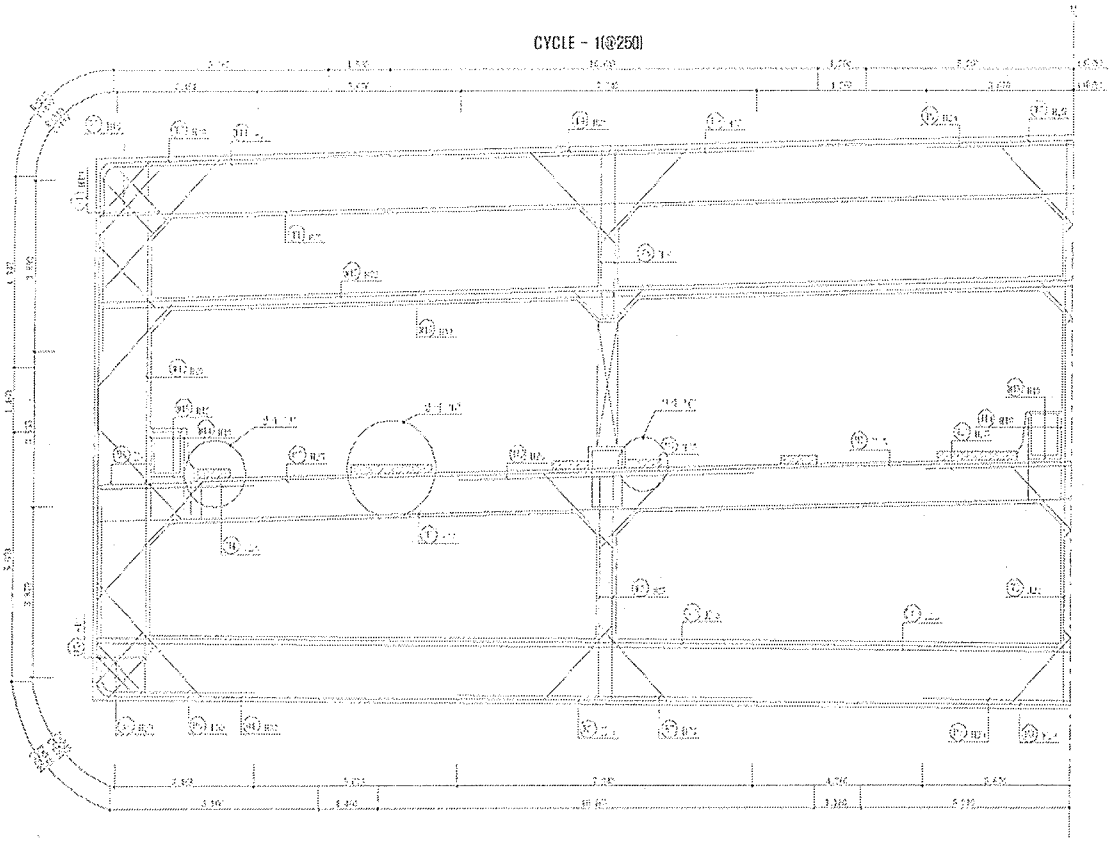
1986.000 ㎟ ---- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 3000 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

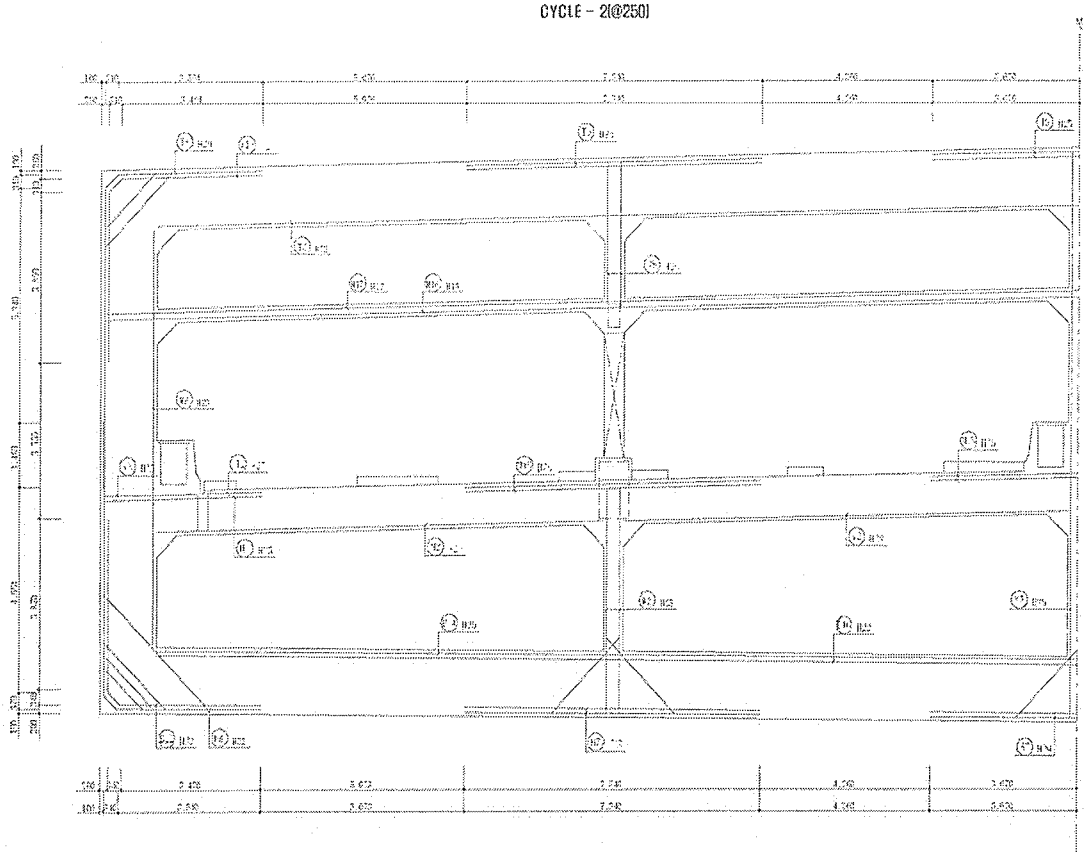
* 수축 및 온도철근 단면적은 단위 m당 1,800㎟ 보다 크게 취할 필요는 없다. --- 콘.설 P109

17. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



2.3 집수정 연결단면 H-H

▨ 구조 설계 요약

◇ 모멘트 = kN·m 전단력 = kN

구 조 계 산 서										
부 재		작용력(모멘트)		작용력(전단력)		저 항 력		안전율		사용철근량
		상 시	지 진 시	상 시	지 진 시	모멘트	전단력	모멘트	전단력	
상부슬래브	좌측단부	2938.6	3861.7	1184.5	1436.4	4156.64	2108.12	1.08	1.47	H29@125,H25@125
	우측단부	2286.9	3428.0	1347.4	1426.5	3691.85	2108.12	1.08	1.48	25@125,H25@12
	중앙부	2196.5	2021.5	558.8	545.4	2731.88	857.37	1.24	1.53	H32@125
하부슬래브	좌측단부	2099.4	2618.6	1365.8	1014.8	3969.11	2021.49	1.52	1.48	29@125,H25@12
	우측단부	3125.0	3889.1	1810.4	1443.2	4404.77	2021.49	1.13	1.12	29@125,H29@12
	중앙지점부	613.6	3587.6	996.6	1655.0	3969.11	2021.49	1.11	1.22	29@125,H25@12
	좌측중앙부	535.7	754.8	792.6	735.0	1091.01	922.32	1.45	1.16	H19@125
	우측중앙부	1339.9	1950.6	530.5	729.2	2947.91	2050.37	1.51	2.81	H32@125
중간슬래브1	상단부	1112.3	1206.8	924.2	1012.2	1529.29	1328.41	1.27	1.31	H29@125
	하단부	480.2	573.8	0.0	0.0	655.62	272.80	1.14	-	H29@125
중간슬래브2	상단부	305.6	642.0	146.1	256.0	830.36	337.75	1.29	1.32	H29@125
	하단부	123.9	263.2	146.1	256.0	389.66	337.75	1.48	1.32	H19@125

▣ 벽체검토 요약

부재명	B	H	dc	Mu	ΦMn	사용철근량	안전율
좌측벽체 상단부	1000	1560	144	1777.80	2534.26	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	1.43
좌측벽체 중앙부	1000	1400	80	1777.80	5523.69	H22 - 8.0EA	3.11
좌측벽체 하단부	1000	1400	143	1777.80	3612.89	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	2.03
우측벽체 상단부	1000	1560	150	2198.10	3537.68	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	1.61
우측벽체 중앙부	1000	1400	80	2198.10	10418.91	H19 - 8.0EA	4.74
우측벽체 하단부	1000	1400	150	2198.10	3420.32	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	1.56
내측벽체 상단부	1000	1400	80	1872.50	3124.27	H19 - 8.0EA	1.67
내측벽체 하단부	1000	1400	124	1872.50	2248.62	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	1.20

1. 설계조건 (상 시)

1) 형　　식 : 철근 콘크리트

2) 기 초 형 식 : 직 접 기 초

3) 토 질 정 수 :

① 단 위 체 적 중 량	:	γs =	19.00 kN/m³	(지하수 비고려시)
	:	$\gamma s'$ =	10.00 kN/m³	(지하수 고려시)
② 뒷채움재 내부마찰각	:	Φ =	30 °	
③ 기초지반의 내부마찰각	:	Φ =	42.4 °	
④ 기 초 부 N 치	:	N =	50	
⑤ 토 압 계 수	:	정지토압계수 적용		

$Ko = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30 = 0.500$

4) 하 중

① 고정하중

* 철근 콘크리트 : γc = 25.00 kN/m³
* 무근 콘크리트 : γc = 23.50 kN/m³
* 포 장 , 아스팔트 : γc = 23.00 kN/m³

② 활 하 중 : DB-24 하중으로 충격을 포함시키며 토피에 따른 활하중(충격포함), L은 다음과 같다.

토피고(D,m)	노면활하중(Pv ℓ ,kN/㎡)	비　　고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

③ 수 압

단위체적중량 : γw = 10.00 kN/m³

* 지하수위고 : GL = -1.00 m

5) 강도감소계수

* 휨 : Φf = 0.85

* 전 단 : Φv = 0.75

6) 사 용 재 료

① 콘 크 리 트 강 도 : fck = 27 MPa

② 콘크리트 탄성계수 : Ec = 26700 MPa --- 도.설 2.3.3

③ 철 근 항 복 강 도 : fy = 400 MPa

④ 철 근 탄성계수 : Es = 200000 MPa -- 콘.구 P67

7) 지진시 수평력

① 내진등급 : 1 등급

② 위험도계수 : 1.4

③ 지진구역 : 0.11

④ 가속도계수 : A = 0.154

⑤ 지반계수 : S = 1.2

⑥ 지진시 하중 : 응답변위법 적용

8) 설 계 방 법

① 안 정 성 검 토 : 극한강도 설계법

② 사 용 성 검 토 : 허용응력 설계법

처 짐 검 토

균 열 검 토

피 로 응 력 검 토

③ 설계피복두께(㎜)

	슬래브	벽체	기초	중간 슬래브	비 고
내 벽	80	80	80	80	
외 벽	100	100	100(100)	80	( ) 버림콘크리트 시공시

9) 참 고 서 적

① 도로교설계기준 [2010] ----- 국토해양부

② 도로교설계기준 · 해설 [2008] ----- 건설교통부

③ 콘크리트구조기준 [2012] ----- 국토해양부

④ 도로설계편람 ----- 건설교통부

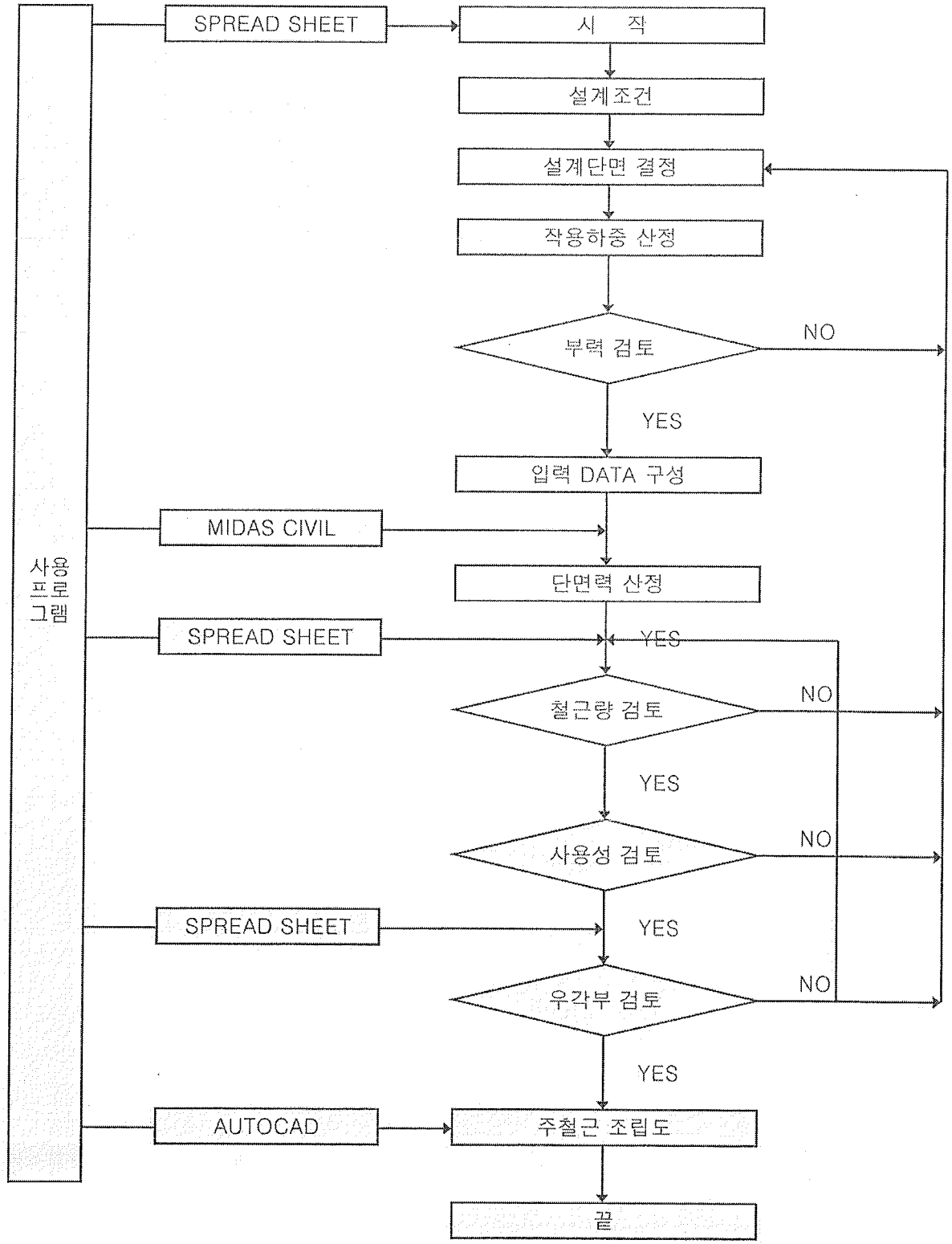
⑤ 지중구조물의 내진설계 ----- 한국지진공학회

⑥ 구조물 기초설계기준 · 해설 [2009] ----- 건설교통부

10) 사용 프로그램

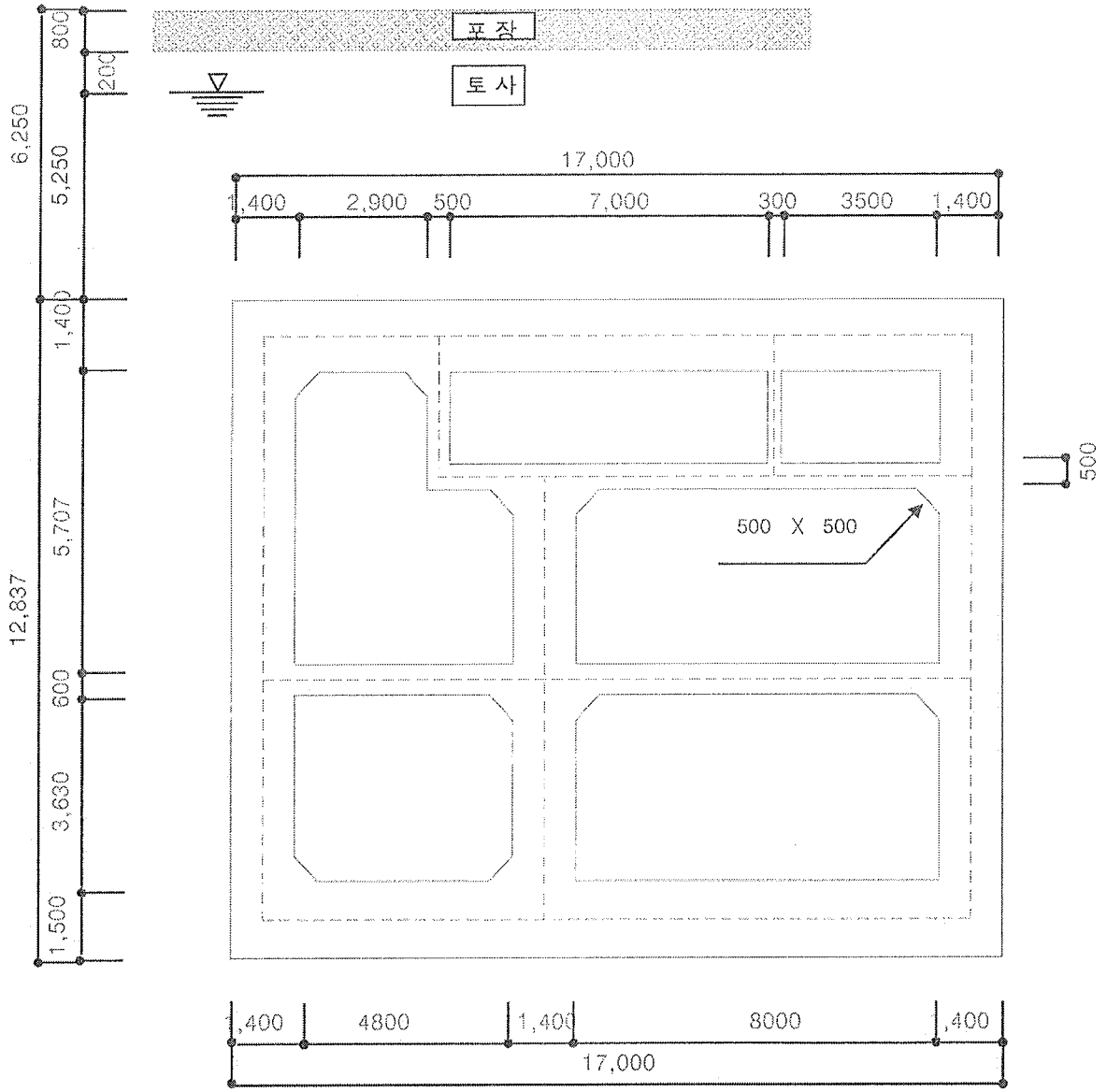
- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

11) 설계흐름도



2. 단면가정

철근 콘크리트 연장 4.9 m



3. 하 중

1) 고정하중 – 자 중

①	상부슬라브 :	1.400	x	17.00	x	25.00					=	595.000	kN
②	측 벽 :	1.400	x	9.94	x	25.00	x	2 ea			=	695.590	kN
③	하부슬라브 :	1.500	x	17.00	x	25.00					=	637.500	kN
④	헌 치 :	0.500	x	0.500	x	1/2	x	25.00	x	10 ea	=	31.250	kN
⑤	중간슬라브 :	0.600	x	14.20	x	25.00					=	213.000	kN
		0.500	x	11.30	x	25.00					=	141.250	kN
⑥	벽 체 :	1.400	x	7.04	x	25.00					=	246.295	kN
		0.800	x	1.80	x	25.00					=	36.000	kN
											Σ =	2595.885	KN

2) 연직토압(Hv)

① 지하수 없을때 (CASE-1)

· 포장층 :	1.0	x	0.800	x	23.000	=	18.400 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	5.450	x	19.000	=	103.550 kN/㎡
					∑ Wt1	=	121.950 kN/㎡

- 하부반력산정 : 121.950 KN

② 지하수 있을때 (CASE-2)

· 포장층 :	1.0	x	0.800	x	23.000	=	18.400 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	0.200	x	19.000	=	3.800 kN/㎡
· 수중토사 :	1.0	x	5.250	x	10.000	=	52.500 kN/㎡
					∑ Wt2	=	74.700 kN/㎡

- 하부반력산정 : 74.700 KN

3) 노면 활하중 (CASE-3)

- 토피 / B ≥ 0.5

토피고(D.m)	노면활하중(Pv ℓ ,kN/㎡)	비 고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

노면 활하중 : = 15.00 kN/㎡

하부반력산정 : = 15.00 kN/㎡

4) 노면 활하중에 의한 측벽 토압

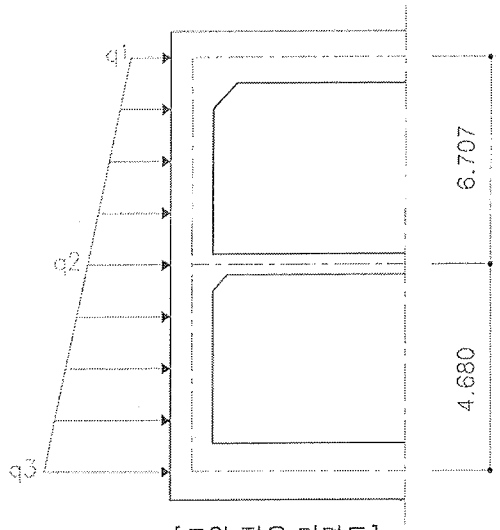
PvL x Ko = 15.000 x 0.500 = 7.500 kN/㎡

5) 군중하중

5.000 kN/㎡

6) 토 압

* 정지토압계수 Ko = 1 - sin 30 = 0.500



[토압 작용 단면도]

(1) 지하수 비고려시 (CASE-4)

q1 = 0.500 x (0.800 x 23.00 + 6.150 x 19.00) = 67.625 kN/㎡

q2 = 67.625 + 0.500 x 6.707 x 19.00 = 131.342 kN/㎡

q3 = 131.34 + 0.500 x 4.680 x 19.00 = 175.802 kN/㎡

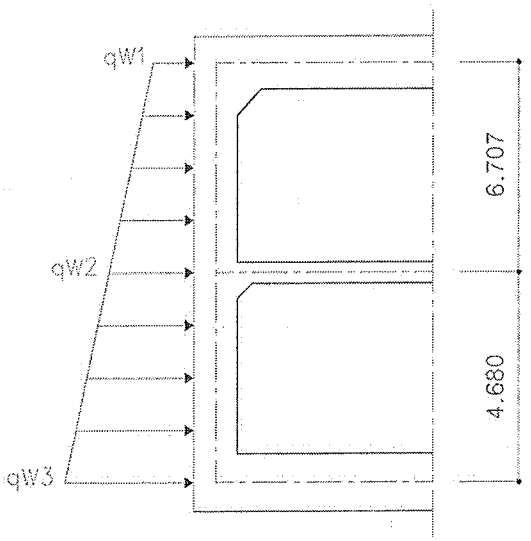
(2) 지하수 고려시 (CASE-5)

q1 = 0.500 x (0.800 x 23.00 + 0.200 x 19.00
+ 5.950 x 10.00) = 40.850 kN/㎡

q2 = 40.850 + 0.500 x 6.707 x 10.00 = 74.385 kN/㎡

q3 = 74.385 + 0.500 x 4.680 x 10.00 = 97.785 kN/㎡

7) 수 압



[수압 작용 단면도]

(1) 연직수압 - 상부슬래브 (CASE-6)

qwt1 = 5.250 x 10.000 = 52.500 kN/m²

(2) 수평수압 - 벽 체 (CASE-7)

qw1 = 5.950 x 10.000 = 59.500 kN/m²

qw2 = 59.500 + 6.707 x 10.000 = 126.570 kN/m²

qw3 = 126.570 + 4.680 x 10.000 = 173.370 kN/m²

(3) 연직수압 - 하부슬래브 (CASE-6)

qwb = 173.37 + 0.750 x 10.000 = 180.870 kN/m²

8) 내부 활 하 중

BOX 내부 군중하중(지지력검토시) = 5 kN

9) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

10) 풍도하중

- 영업소 풍도의 풍하중 및 작업에 의한 하 = 5.000 kN/m²

11) 지지력 및 부력에 대한 안정성 검토 (사용하중 적용)

(1) 지하수 비고려시

* 상부 작용하중 (위하중 참조)

①	상부슬라브	:		=	595.000	kN
②	측벽	:		=	695.590	kN
③	하부슬라브	:		=	637.500	kN
④	헌치	:		=	31.250	kN
⑤	중간슬라브	:	213.000 + 141.25	=	354.250	KN
⑥	벽체	:	246.295 + 36.00	=	282.295	KN
-	연직하중	:	121.950 x 17.000	=	2073.150	kN
-	상부활하중	:	15.000 x 17.000	=	255.000	kN
-	내부활하중	:	5.000 x 6.400	=	32.000	kN
				Σ =	4956.035	kN

Qmax1 = 4956.035 / 17.000 = 291.531 kN/m²

(2) 지하수 고려시

①	상부슬라브	:		=	595.000	kN
②	측벽	:		=	695.590	kN
③	하부슬라브	:		=	637.500	kN
④	헌치	:		=	31.250	kN
⑤	중간슬라브	:		=	354.250	kN
⑥	벽체	:		=	282.295	KN
-	연직하중	:	74.700 x 17.000	=	1269.900	KN
-	상부활하중	:		=	255.000	kN
-	내부활하중	:		=	32.000	kN
				Σ =	4152.785	kN

Qmax1 = 4152.785 / 17.000 = 244.281 kN/m²

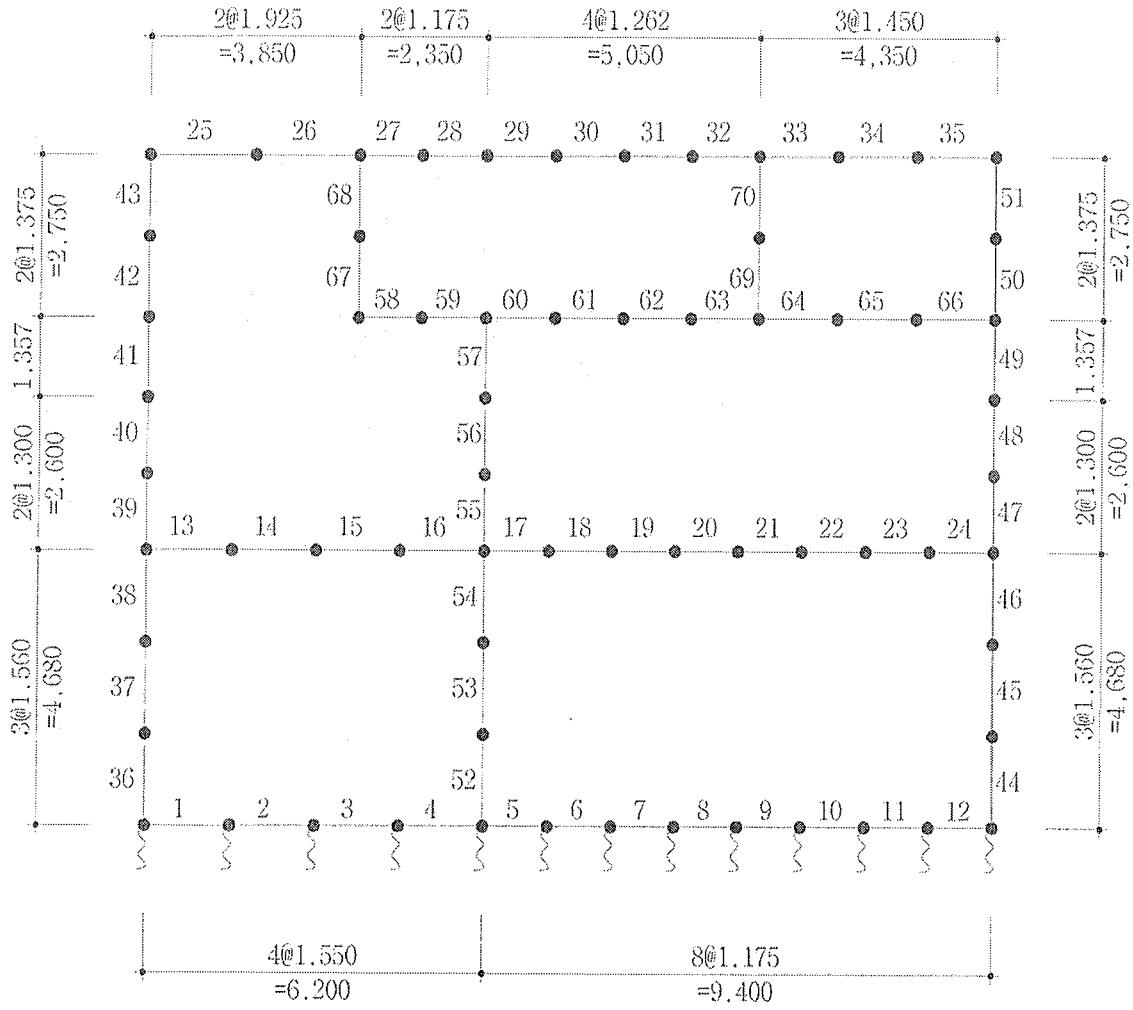
∵ Qmax = 291.531 kN/m²

(3) 지지력 판정

Qmax = 291.531 kN/m² < Qa = 671.050 kN/m² --- O.K !

4. 입력 DATA

1) 모 델 링 (상시)



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.40	1.400	0.2286667	26700	25 ~ 35
측 벽	1.0	1.40	1.400	0.2286667	26700	36 ~ 43
	1.0	1.40	1.400	0.2286667	26700	44 ~ 51
하부슬래브	1.0	1.50	1.500	0.2812500	26700	1 ~ 12
중간 슬래브1	1.0	0.60	0.600	0.0180000	26700	13 ~ 24
중간 슬래브2	1.0	0.50	0.500	0.0104167	26700	58 ~ 70
벽 체	1.0	1.40	1.400	0.2286667	26700	52 ~ 57

3) 강역설정

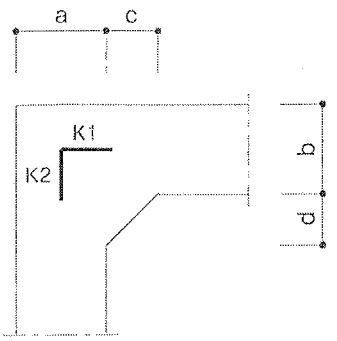
① 강역설정기준

CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

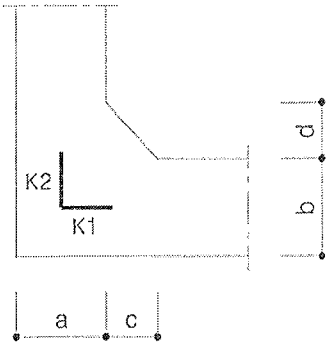
CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

② 강역설정



[상부 우각부]

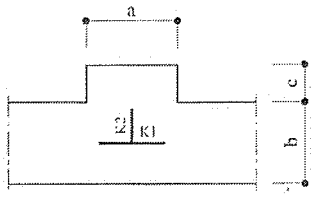
a =	1400 mm	c =	0 mm
b =	1400 mm	d =	0 mm
K1 =	350 mm	K2 =	350 mm



[하부 우각부]

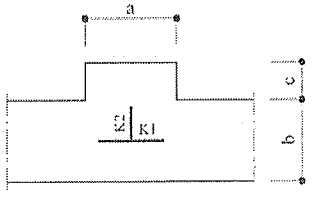
a =	1400 mm	c =	0 mm
b =	1500 mm	d =	0 mm
K1 =	325 mm	K2 =	400 mm

[중간 내벽 상단]



a =	1400 mm	c =	0 mm
b =	500 mm		
K1 =	575 mm	K2 =	0 mm

[중간 내벽 하단]



a =	1400 mm	c =	0 mm
b =	1500 mm		
K1 =	325 mm	K2 =	400 mm

5. 지반반력계수산정

1) 상 시 (연직지반 반력계수)

① 지반의 변형계수

Eo = 300000.0 KN/m²

② 연직방향 지반반력계수 (α = 1)

Kvo = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1 x 300000 = 1000000.00 KN/m²

③ 환산재하폭

$Bh = \sqrt{17.000 \times 4.900}$ = 9.127 m

④ 형상계수 : 암거폭의 정사각형의 지반반력계수 K를 산정후 암거폭과 연장에 따라 형상계수를 산출하여 적용. 형상계수가 1보다 클 경우 1을 적용.

β = (1 + B / L) / 2

= (1 + 17.000 / 4.9) / 1.5 = 2.980 > 1

∴ β = 1.0

⑤ 환산재하폭을 고려한 지반반력계수

Kv = β × Kvo x (Bv / 0)$^{-3/4}$

= 1.000 × 1000000 x (9 / 0)$^{-3/4}$ = 77197 kN/m³

Kz(1) =	77197	x	1.0	x (	1.400	/	2	+	1.550	/	2) =	113865 kN/m³
Kz(12) =	77197	x	1.0	x (	1.400	/	2	+	1.175	/	2) =	99391 kN/m³
Kz(2~4) =	77197	x	1.0	x (	1.550	/	2	+	1.550	/	2) =	119655 kN/m³
Kz(5~11) =	77197	x	1.0	x (	1.175	/	2	+	1.175	/	2) =	90706 kN/m³

6. 하중조합

---콘.구 3.3.2

1) 하중조합

* 토피에 따른 보정 계수 산정

h ≤ 2m 에 대해서 α_H = 1.0

h > 2m 에 대해서 α_H = 1.05 - 0.025 h ≥ 0.875

∴ α_H = 0.894

(상 시)

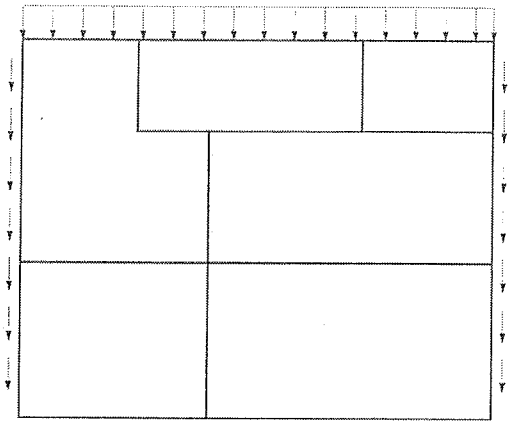
구 분		고정하중 (D)	활하중 (L)	토압 연직토압	토압 횡토압	수압 연직수압	수압 횡수압	건조수축	비 고
COMB 1	지하수 비고려시	1.2	1.6	1.43	1.6			1.2	3.3.2
COMB 2		1.2	1						3.3.3
COMB 3		1.2	1.6	1.43	0.8			1.2	3.3.6
COMB 4		0.9		0.9	1.6				3.3.7
COMB 5		0.9		0.9	0.8				3.3.7
COMB 6	지하수 고려시	1.2	1.6	1.43	1.6	1.43	1.6	1.2	3.3.2
COMB 7		1.2	1.6	1.43	0.8	1.43	0.8	1.2	3.3.6
COMB 8		0.9		0.9	1.6	0.9	1.6		3.3.7
COMB 9		0.9		0.9	0.8	0.9	0.8		3.3.7

* 사용하중 검토시 => 하중계수=1.0, 반토압계수=0.5 적용

구 분		고정하중 (D)	활하중 (L)	토압 연직토압	토압 횡토압	수압 연직수압	수압 횡수압	건조수축	비 고
COMB 10	지하수 비고려시	1	1	1	1			1	3.3.2
COMB 11		1	1						3.3.3
COMB 12		1	1	1	0.5			1	3.3.6
COMB 13		0.9		0.9	1				3.3.7
COMB 14		0.9		0.9	0.5				3.3.7
COMB 15	지하수 고려시	1	1	1	1	1	1	1	3.3.2
COMB 16		1	1	1	0.5	1	0.5	1	3.3.6
COMB 17		0.9		0.9	1	0.9	1		3.3.7
COMB 18		0.9		0.9	0.5	0.9	0.5		3.3.7

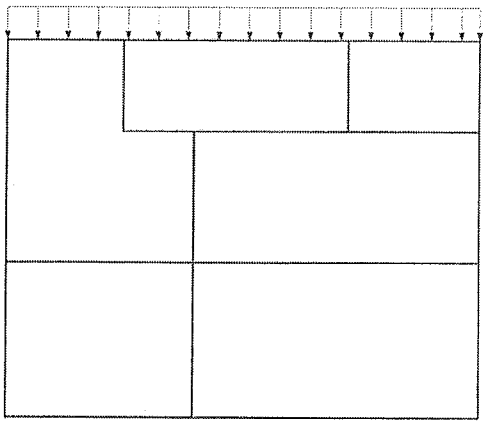
7. 하중 재하도

1) 고정하중 (자 중) - PROGRAM 내에서 자동고려



2) CASE 1 - 연 직 토 압 (지하수 비고려시)

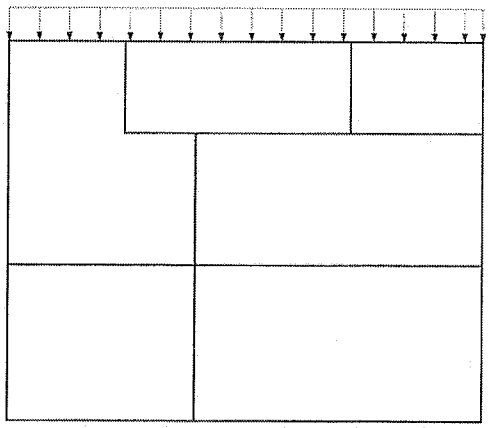
Wt



Wt = 121.95 kN/㎡

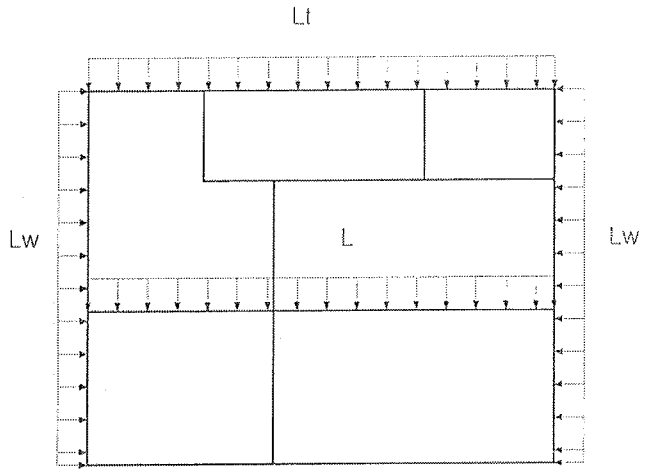
3) CASE 2 - 연 직 토 압 (지하수 고려시)

Wt



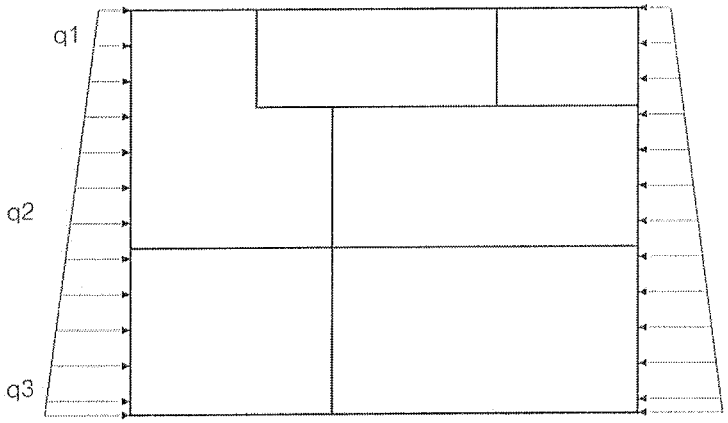
Wt = 74.70 kN/㎡

4) CASE 3 - 활 하 중 (노면 활하중)



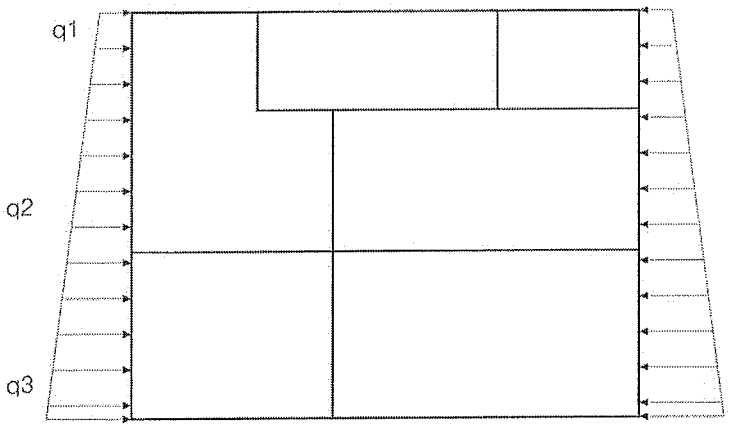
Lt = 15.00 kN/㎡
Lw = 7.50 kN/㎡
L = 5.00 kN/㎡

5) CASE 4 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)



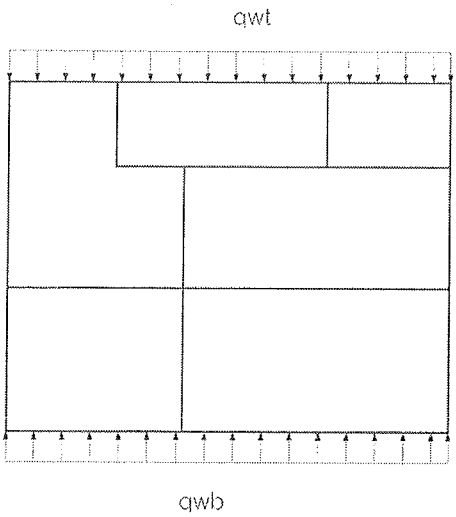
q1 = 67.63 kN/㎡
q2 = 131.34 kN/㎡
q3 = 175.80 kN/㎡

6) CASE 5 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



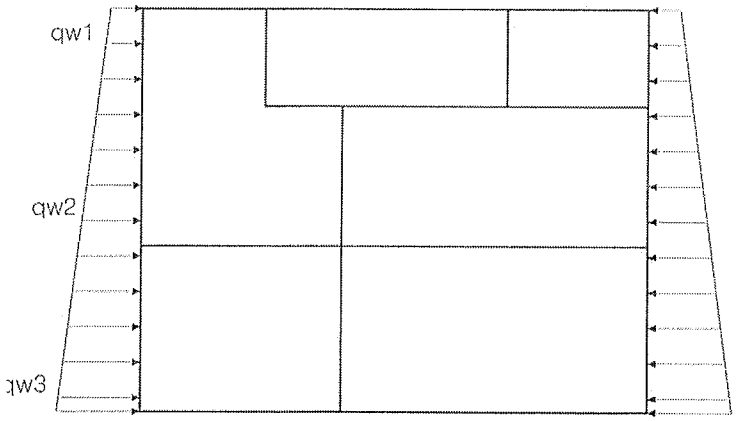
q1 = 40.85 kN/㎡
q2 = 74.39 kN/㎡
q3 = 97.79 kN/㎡

7) CASE 6 - 연 직 수 압



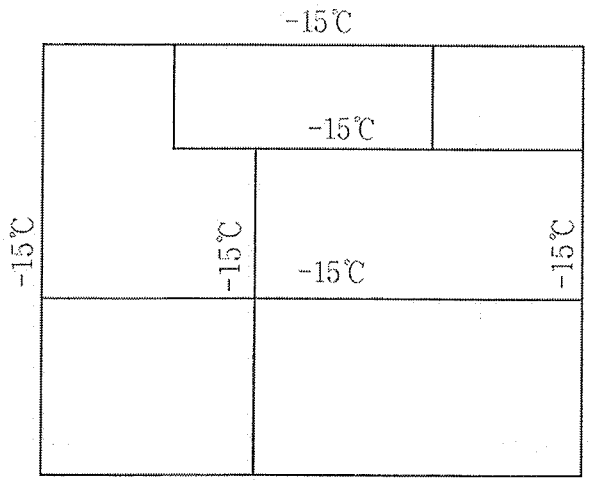
qwt = 52.50 kN/㎡
qwb = 180.87 kN/㎡

8) CASE 7 - 횡 수 압



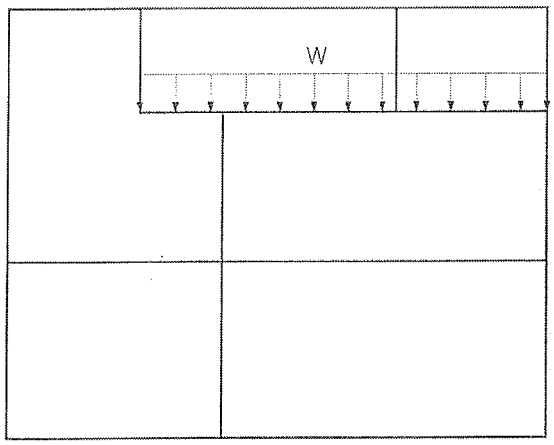
qw1 = 59.50 kN/㎡
qw2 = 126.57 kN/㎡
qw3 = 173.37 kN/㎡

9) CASE 8 - 건 조 수 축



건조수축
15 ℃

10) CASE 9 - 풍도하중



풍도하중

W = 5.00 kN/㎡

8. 설계조건 (지진시)

1) 설계조건 및 적용계수

① 내진적용등급 : 내진 1 등급 - 지역계수 : 1 구역

응답변위법에 의한 해석

지반종류(상부 30m 에 대한 평균 지반 특성) : Sc- 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반

γt : 20.0 kN/m^3

② 위험도계수(I)

재현주기(년)	50	100	200	500	1000
위험도계수	0.4	0.57	0.73	1	1.4

④ 지진구역계수(Z)

지진구역	1구역	2구역	비고
구역계수, Z(g값)	0.11	0.07	

⑤ 지진계수

구분	Ca	Cv
지반종류	Sc	Sc
지진계수	0.13	0.18

⑥ 지층별 평균 N치

구분	N 값	구분	N 값
성토재	0	풍화토	5
매립토	0	풍화암	50
퇴적토	0	연암	50

2) 구조물 제원 및 상재토 제원

⑦ 구조물 제원

상부슬라브의 중심축 위치 : 6.950 m 중간슬래브의 중심축 위치 : 13.657 m

하부슬라브의 중심축 위치 : 18.337 m

구조물이 위치한 층의 N치 : 50

구조물 저판폭 : 17.000 m 구조물 연장 : 4.900 m

구조물 높이 : 12.837 m

구조물 두께 : (상부슬래브) 1.400 m (측 벽 -1) 1.400 m (중간슬래브) 0.600 m

(측 벽 -2) 1.400 m (하부슬래브) 1.500 m

⑧ 상재토 제원

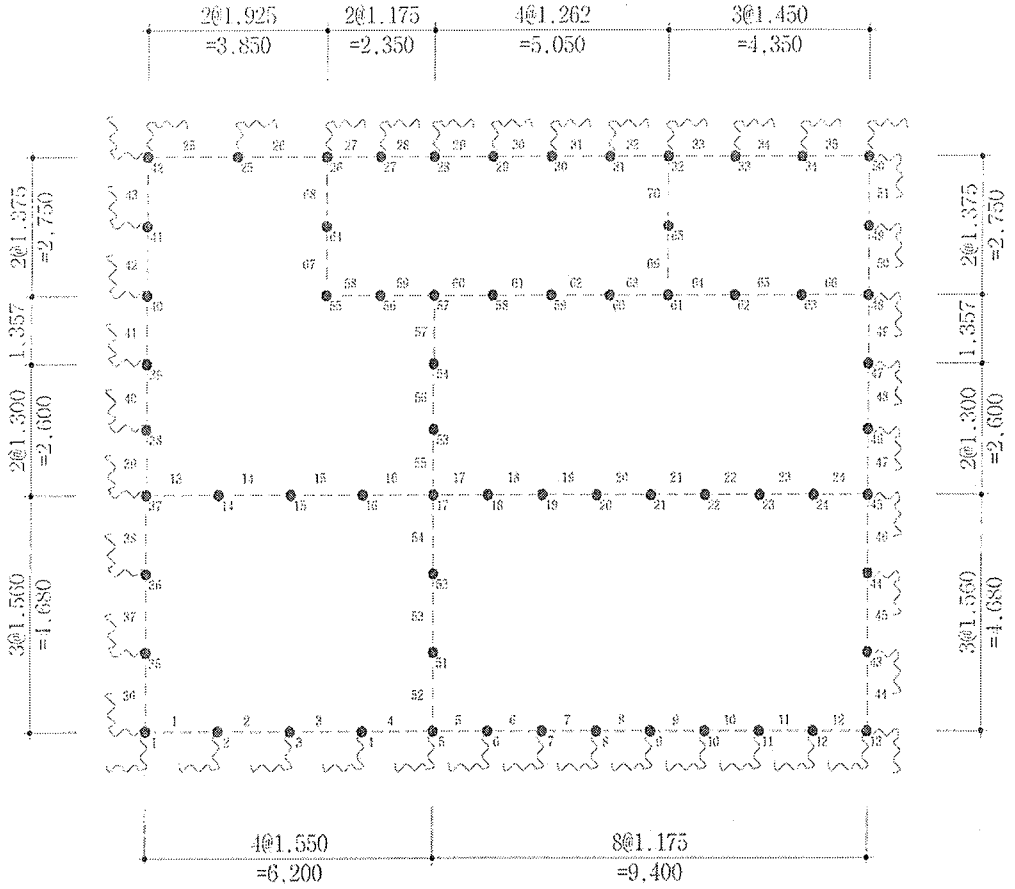
포장두께	0.800 m
입도조정	0.000 m
보조기층	0.000 m
동방층	0.000 m
토사층	5.450 m
전체토피	6.250 m

내부마찰각 30 °

9. 입력 DATA

1) 모 델 링 (지진시)

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.40	1.400	0.2286667	26700	25 ~ 35
측 벽	1.0	1.40	1.400	0.2286667	26700	36 ~ 43
	1.0	1.40	1.400	0.2286667	26700	44 ~ 51
하부슬래브	1.0	1.50	1.500	0.2812500	26700	1 ~ 12
중간 슬래브1	1.0	0.60	0.600	0.0180000	26700	13 ~ 24
중간 슬래브2	1.0	0.50	0.500	0.0104167	26700	58 ~ 70
벽 체	1.0	1.40	1.400	0.2286667	26700	52 ~ 57

10. 지반반력계수산정

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 풍화토 N= 5

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 5 $^{1/3}$ = 136.8 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo 0.8 × 136.8 = 109.44 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 20.0 / 9.81 × 109.4 ^{2} = 24418.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.33) × 24418.0 = 64951.88 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 5 $^{1/3}$ = 136.8 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo 0.5 × 136.8 = 68.4 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 20.0 / 9.81 × 68.4 ^{2} = 9538.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.33) × 9538.0 = 25371.08 kN/m²

(2) 풍화암 N= 50

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo 0.8 × 294.7 = 235.76 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 21.0 / 9.81 × 235.8 ^{2} = 118985.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.3) × 118985.0 = 309361 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo 0.5 × 294.7 = 147.4 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 21.0 / 9.81 × 147.4 ^{2} = 46510.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.3) × 46510.0 = 120926 kN/m²

(3) 연암 N= 50

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo 0.8 × 294.7 = 235.76 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 23.0 / 9.81 × 235.8 ^{2} = 130316.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.25) × 130316.0 = 325790 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo 0.5 × 294.7 = 147.4 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 23.0 / 9.81 × 147.4 ^{2} = 50939.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.25) × 50939.0 = 127347.5 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 풍화토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(17.00 × 4.90) = 9.127 m

Kvo = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 64951.88 = 216506.27 kN/m³

Kv = 216506.27 × (17 / 0.3)^(-3 / 4) = 16713.58 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 16713.58 = 5571.19 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 풍화암

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(17.00 × 4.90) = 9.127 m

Kvo = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 309361 = 1031203.33 kN/m³

Kv = 1031203.33 × (17 / 0.3)^(-3 / 4) = 79605.55 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 79605.55 = 26535.18 kN/m³

(3) 측벽 : 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.84 × 4.90) = 7.931 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 64951.88 = 216506.27 kN/m³

Kh = 216506.27 × (12.837 / 0.3)^(-3 / 4) = 18570.09 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 18570.09 = 6190.03 kN/m³

(4) 측벽 : 풍화암

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.84 × 4.90) = 7.931 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 309361 = 1031203.33 kN/m³

Kh = 1031203.33 × (12.837 / 0.3)^(-3 / 4) = 88447.97 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 88447.97 = 29482.66 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

Kv(42)=	16714	x (	1.400	/	2	+	1.925	/	2	) =	27786 kN/m³
Kvs(42)=	5571	x (	1.400	/	2	+	1.925	/	2	) =	9262 kN/m³
Kv(25)=	16714	x (	1.925	/	2	+	1.925	/	2	) =	32174 kN/m³
Kvs(25)=	5571	x (	1.925	/	2	+	1.925	/	2	) =	10725 kN/m³
Kv(26~34)=	16714	x (	1.262	/	2	+	1.262	/	2	) =	21093 kN/m³
Kvs(26~34)	5571	x (	1.262	/	2	+	1.262	/	2	) =	7031 kN/m³
Kv(50)=	16714	x (	1.450	/	2	+	1.400	/	2	) =	23817 kN/m³
Kvs(50)=	5571	x (	1.450	/	2	+	1.400	/	2	) =	7939 kN/m³

- 측 벽

Kh(42,50)=	18570	x (	1.400	/	2	+	1.375	/	2	) =	25766 kN/m³
Khs(42,50)=	6190	x (	1.400	/	2	+	1.375	/	2	) =	8589 kN/m³
Kh(37~41)=	18570	x (	1.375	/	2	+	1.375	/	2	) =	25534 kN/m³
Khs(37~41)=	6190	x (	1.375	/	2	+	1.375	/	2	) =	8511 kN/m³
Kh(45~49)=	18570	x (	1.375	/	2	+	1.375	/	2	) =	25534 kN/m³
Khs(45~49)=	6190	x (	1.375	/	2	+	1.375	/	2	) =	8511 kN/m³
Kh(35,36,43,44)=	88448	x (	1.560	/	2	+	1.560	/	2	) =	137979 kN/m³
Khs(35,36,43,44)	29483	x (	1.560	/	2	+	1.560	/	2	) =	45993 kN/m³
Kh(1,13)=	88448	x (	1.560	/	2	+	1.500	/	2	) =	135325 kN/m³
Khs(1,13)=	29483	x (	1.560	/	2	+	1.500	/	2	) =	45108 kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1)=	79606	x (	1.400	/	2	+	1.550	/	2	) =	117418 kN/m³
Kvs(1)=	26535	x (	1.400	/	2	+	1.550	/	2	) =	39139 kN/m³
Kv(2~12)=	79606	x (	1.550	/	2	+	1.550	/	2	) =	123389 kN/m³
Kvs(2~12)=	26535	x (	1.550	/	2	+	1.550	/	2	) =	41130 kN/m³
Kv(13)=	79606	x (	1.175	/	2	+	1.400	/	2	) =	102492 kN/m³
Kvs(13)=	26535	x (	1.175	/	2	+	1.400	/	2	) =	34164 kN/m³

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 풍화토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(17.00 × 4.90) = 9.127 m

Kvo = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 25371.08 = 84570.27 kN/m³

Kv = 84570.27 × (17 / 0.3)^(-3 / 4) = 6528.55 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 6528.55 = 2176.18 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 연암

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(17.00 × 4.90) = 9.127 m

Kvo = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 127347.5 = 424491.67 kN/m³

Kv = 424491.67 × (17 / 0.3)^(-3 / 4) = 32769.38 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 32769.38 = 10923.13 kN/m³

(3) 측벽 : 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.84 × 4.90) = 7.931 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 25371.08 = 84570.27 kN/m³

Kh = 84570.27 × (12.837 / 0.3)^(-3 / 4) = 7253.73 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kv = 1/3.0 × 7253.73 = 2417.91 kN/m³

(4) 측벽 : 풍화암

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.84 × 4.90) = 7.931 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 120926 = 403086.67 kN/m³

Kh = 403086.67 × (12.837 / 0.3)^(-3 / 4) = 34573.39 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kv = 1/3.0 × 34573.39 = 11524.46 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

Kv(42)=	6529	x (	1.400	/	2	+	1.925	/	2	) =	10854 kN/m³
Kvs(42)=	2176	x (	1.400	/	2	+	1.925	/	2	) =	3618 kN/m³
Kv(25)=	6529	x (	1.925	/	2	+	1.925	/	2	) =	12567 kN/m³
Kvs(25)=	2176	x (	1.925	/	2	+	1.925	/	2	) =	4189 kN/m³
Kv(26~34)=	6529	x (	1.262	/	2	+	1.262	/	2	) =	8239 kN/m³
Kvs(26~34)	2176	x (	1.262	/	2	+	1.262	/	2	) =	2746 kN/m³
Kv(50)=	6529	x (	1.450	/	2	+	1.400	/	2	) =	9303 kN/m³
Kvs(50)=	2176	x (	1.450	/	2	+	1.400	/	2	) =	3101 kN/m³

- 측 벽

Kh(42,50)=	7254	x (	0.000	/	2	+	1.375	/	2	) =	4987 kN/m³
Khs(1,9)=	2418	x (	1.500	/	2	+	1.375	/	2	) =	3476 kN/m³
Kh(37~41)=	7254	x (	1.375	/	2	+	1.375	/	2	) =	9974 kN/m³
Khs(37~41)=	2418	x (	1.375	/	2	+	1.375	/	2	) =	3325 kN/m³
Kh(45~49)=	7254	x (	1.375	/	2	+	1.375	/	2	) =	9974 kN/m³
Khs(45~49)=	2418	x (	1.375	/	2	+	1.375	/	2	) =	3325 kN/m³
Kh(35,36,43,44)=	34573	x (	1.560	/	2	+	1.560	/	2	) =	53934 kN/m³
Khs(35,36,43,44)	11524	x (	1.560	/	2	+	1.560	/	2	) =	17978 kN/m³
Kh(1,13)=	34573	x (	1.560	/	2	+	1.500	/	2	) =	52897 kN/m³
Khs(1,13)=	11524	x (	1.560	/	2	+	1.500	/	2	) =	17632 kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1)=	32769	x (	1.400	/	2	+	1.550	/	2	) =	48335 kN/m³
Kvs(1)=	10923	x (	1.400	/	2	+	1.550	/	2	) =	16112 kN/m³
Kv(2~12)=	32769	x (	1.550	/	2	+	1.550	/	2	) =	50793 kN/m³
Kvs(2~12)=	10923	x (	1.550	/	2	+	1.550	/	2	) =	16931 kN/m³
Kv(13)=	32769	x (	1.175	/	2	+	1.400	/	2	) =	42191 kN/m³
Kvs(13)=	10923	x (	1.175	/	2	+	1.400	/	2	) =	14064 kN/m³

11. 지진력 산정

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		ɣ	Tg'(sec)	
		기능수행	붕괴방지	kN/m³	기능수행수준	붕괴방지수준
풍화토	10.900	109.438	68.399	19.000	0.398	0.637
풍화암	10.100	235.778	147.361	20.000	0.171	0.274
연암	9.000	235.778	147.361	23.000	0.153	0.244
계	30.000	189.875	118.672		0.722	1.156

■ 지반의 특성값(Tg) = 1.25 × Tg'

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25 × 0.722 = 0.903	1.25 × 1.156 = 1.445

2) 통제주기(Ts)

■ Ts = Cv / (2.5 × Ca), To = 0.2 × Ts

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	0.18 / (2.5 × 0.13) = 0.554	0.18 / (2.5 × 0.13) = 0.554
To(sec)	0.2 × 0.554 = 0.111	0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1 - 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667
VSDi	152.000	79.000

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

지표면~기반암의 두께	전단파속도	기능수행수준		붕괴방지수준	
H (m)	Vs(m/sec)	H/Vs	G_D	H/Vs	G_D
30.000	189.875 , 118.672	0.15800	47151	0.25280	12737

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.18 \times 9.8 \times 0.57 \times 0.800}{0.903} = 0.891$
붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.18 \times 9.8 \times 1.4 \times 0.667}{1.445} = 1.139$

5) 속도 응답스펙트럼(Sv)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = (Tg / 2π) × Sa	Sv = (Tg / 2π) × Sa
$\frac{0.903 \times 0.891}{2 \times \pi} = 0.128$	$\frac{1.445 \times 1.139}{2 \times \pi} = 0.262$

6) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 심도 = 6.950 m
- 하부슬래브 심도 = 18.337 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

① 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.903 \times \cos(\pi \times 6.950 / (2 \times 30.0))$

$= 0.02189$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.903 \times \cos(\pi \times 18.337 / (2 \times 30.0))$

$= 0.01343$

② 붕괴방지 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.445 \times \cos(\pi \times 6.950 / (2 \times 30.0))$

$= 0.07169$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.445 \times \cos(\pi \times 18.337 / (2 \times 30.0))$

$= 0.04399$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준							
Po =	5571.19	× (	0.02189	-	0.01343	) =	47.119 kN/m²
붕괴방지수준							
Po =	2176.18	× (	0.07169	-	0.04399	) =	60.286 kN/m²

7) 측벽 지반변위 하중

① 지반의 변위진폭 산정 Uh(z)

② 지진시 수평하중

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot Sv \cdot Tg \cdot \cos\frac{\pi z}{2H}$$

구분	z(m)	기능수행수준			붕괴방지수준		
		Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)	Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)
q1	6.950	0.0219	0.0083	153.30	0.0717	0.0270	196.14
q2	8.325	0.0212	0.0076	141.12	0.0695	0.0249	180.55
q3	9.700	0.0205	0.0068	126.88	0.0670	0.0224	162.34
q4	11.075	0.0196	0.0060	110.68	0.0642	0.0195	141.61
q5	12.450	0.0186	0.0050	92.60	0.0610	0.0163	118.47
q6	13.825	0.0175	0.0039	72.72	0.0575	0.0128	93.04
q7	15.385	0.0162	0.0026	229.24	0.0531	0.0085	293.51
q8	16.760	0.0150	0.0013	118.05	0.0490	0.0044	151.15
q9	18.135	0.0136	0.0000	0.00	0.0447	0.0000	0.00

8) 주면 전단력

① 기능수행수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 18.59$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 48.64$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 33.61$$

② 붕괴방지수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 16.45$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 43.04$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 29.74$$

여기서 , Vu : 지진시 상판에 작용하는 주면전단력(kN/㎡)　　Sv : 기반면에서의 지진계수당 응답속도(m/sec)

Vb : 지진시 저판에 작용하는 주면전단력(kN/㎡)　　G_D : 지반의 동적전단 탄성계수

Vs : 지진시 측벽에 작용하는 주면전단력(kN/㎡)

9) 구체 관성력

지진시 자체 중량에 의한 관성력는

- fi = Ai × rcon'c × Khu × (1 - 0.015 × Zi)
- 콘크리트 단위중량 = 25.0 kN/m^3
- Khu(기능수행수준) = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- Khu(붕괴방지수준) = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

- 상부슬래브

① 기능수행수준

fu = 1.400 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 6.95)
= 2.320 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 1.400 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 6.95)
= 5.710 kN/m

- 하부슬래브

① 기능수행수준

fb = 1.500 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 18.34)
= 2.010 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 1.500 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 18.34)
= 4.950 kN/m

- 측벽

① 기능수행수준

fu = 1.400 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 12.64)
= 2.100 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 1.400 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 12.64)
= 5.160 kN/m

- 중간슬래브

① 기능수행수준

fu = 0.600 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 13.66)
= 0.880 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 0.600 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 13.66)
= 2.170 kN/m

12. 하중조합 및 하중재하도(지진시)

---콘.구 3.3.2

12.1 하중조합

1) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.400
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.400
LC3	0.900	0.900		1.000		1.400
LC4	0.900	0.900		0.500		1.400

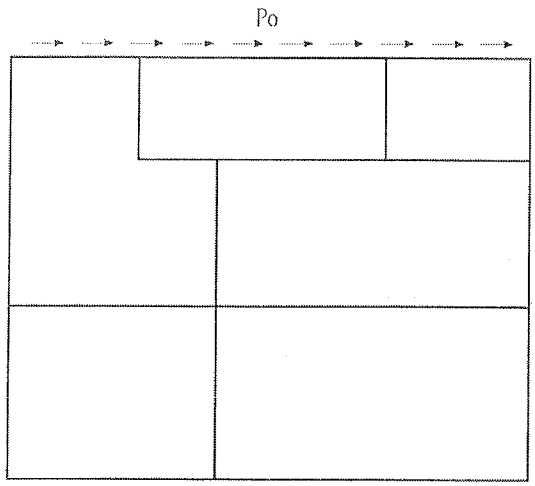
2) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000
LC3	0.900	0.900		1.000		1.000
LC4	0.900	0.900		0.500		1.000

12.2. 하중 재하도 (지진시)

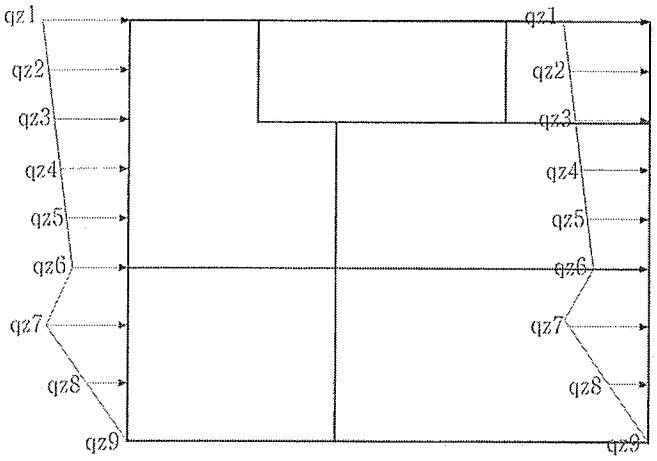
* 연직하중(지하수 무시), 활하중은 (상시) 참조

1) CASE 1 - 상부슬래브 지반변위 하중(기능수행수준)



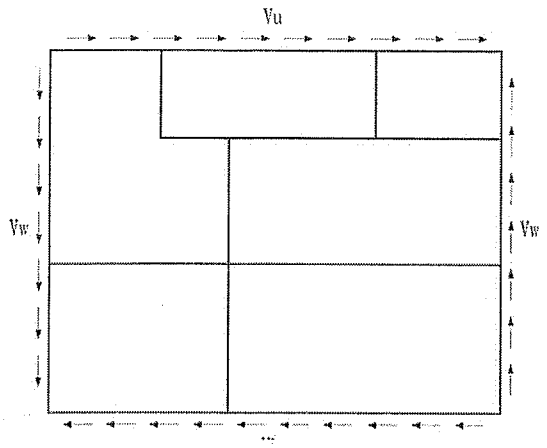
Po = 47.12 kN/㎡

2) CASE 2 - 측벽 지반변위 하중 (기능수행수준)



qz1 = 153.30 kN/㎡
qz2 = 141.12 kN/㎡
qz3 = 126.88 kN/㎡
qz4 = 110.68 kN/㎡
qz5 = 92.60 kN/㎡
qz6 = 72.72 kN/㎡
qz7 = 229.24 kN/㎡
qz8 = 118.05 kN/㎡
qz9 = 0.00 kN/㎡

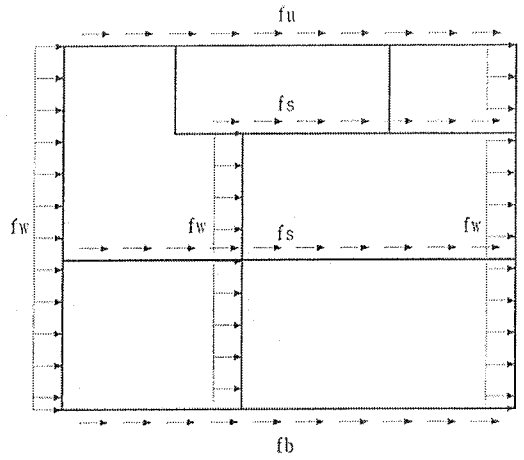
3) CASE 3 - 주면전단력 (기능수행수준)



Vu = 18.59 kN/㎡
Vb = 48.64 kN/㎡
Vw = 33.61 kN/㎡

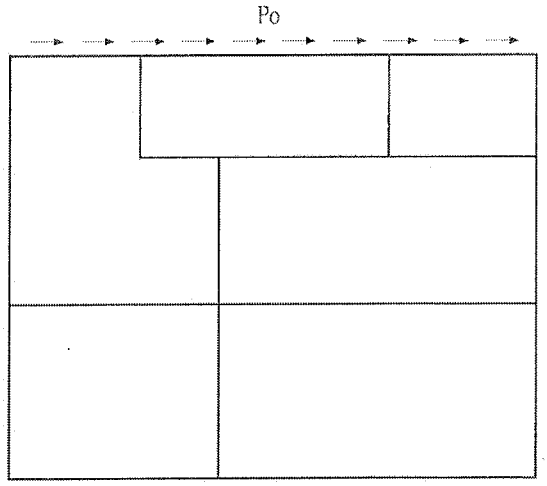
Yb

4) CASE 4 - 관성력 (기능수행수준)



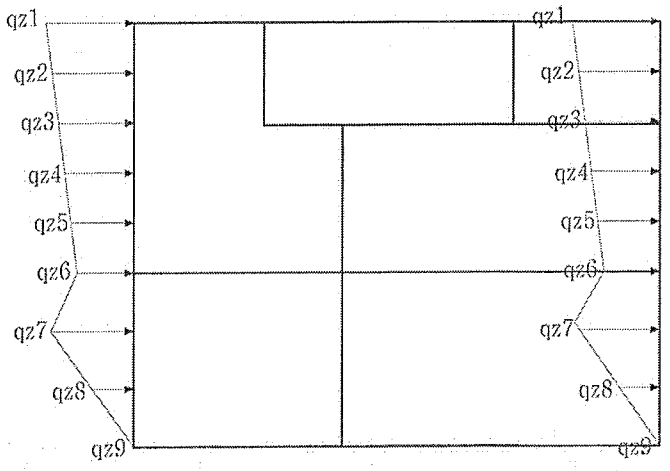
fu = 2.32 kN/m
fb = 2.01 kN/m
fw = 2.10 kN/m
fs = 0.88 kN/m

5) CASE 5 - 상부슬래브 지반변위 하중(붕괴방지수준)



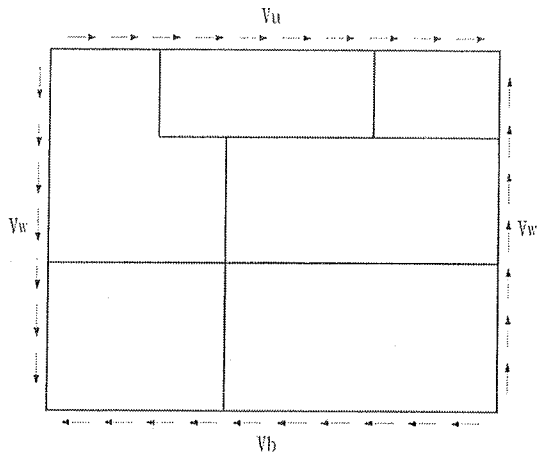
Po = 60.29 kN/㎡

6) CASE 6 - 측벽 지반변위 하중 (붕괴방지수준)



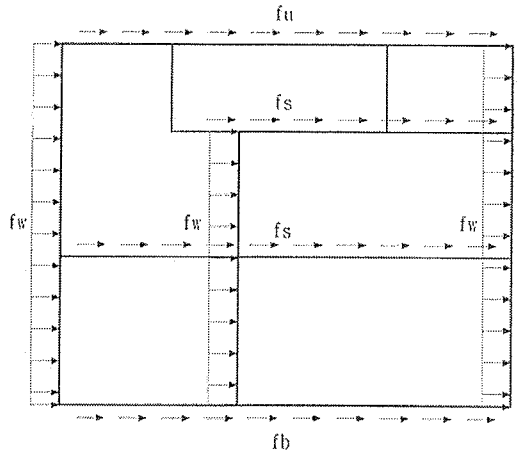
qz1 = 196.14 kN/㎡
qz2 = 180.55 kN/㎡
qz3 = 162.34 kN/㎡
qz4 = 141.61 kN/㎡
qz5 = 118.47 kN/㎡
qz6 = 93.04 kN/㎡
qz7 = 293.51 kN/㎡
qz8 = 151.15 kN/㎡
qz9 = 0.00 kN/㎡

7) CASE 7 - 주면전단력 (붕괴방지수준)



Vu = 16.45 kN/㎡
Vb = 43.04 kN/㎡
Vw = 29.74 kN/㎡

8) CASE 8 - 관성력 (붕괴방지수준)



fu = 5.71 kN/m
fb = 4.95 kN/m
fw = 5.16 kN/m
fs = 2.17 kN/m

13. 부재력 요약

13.1 부재력 집계

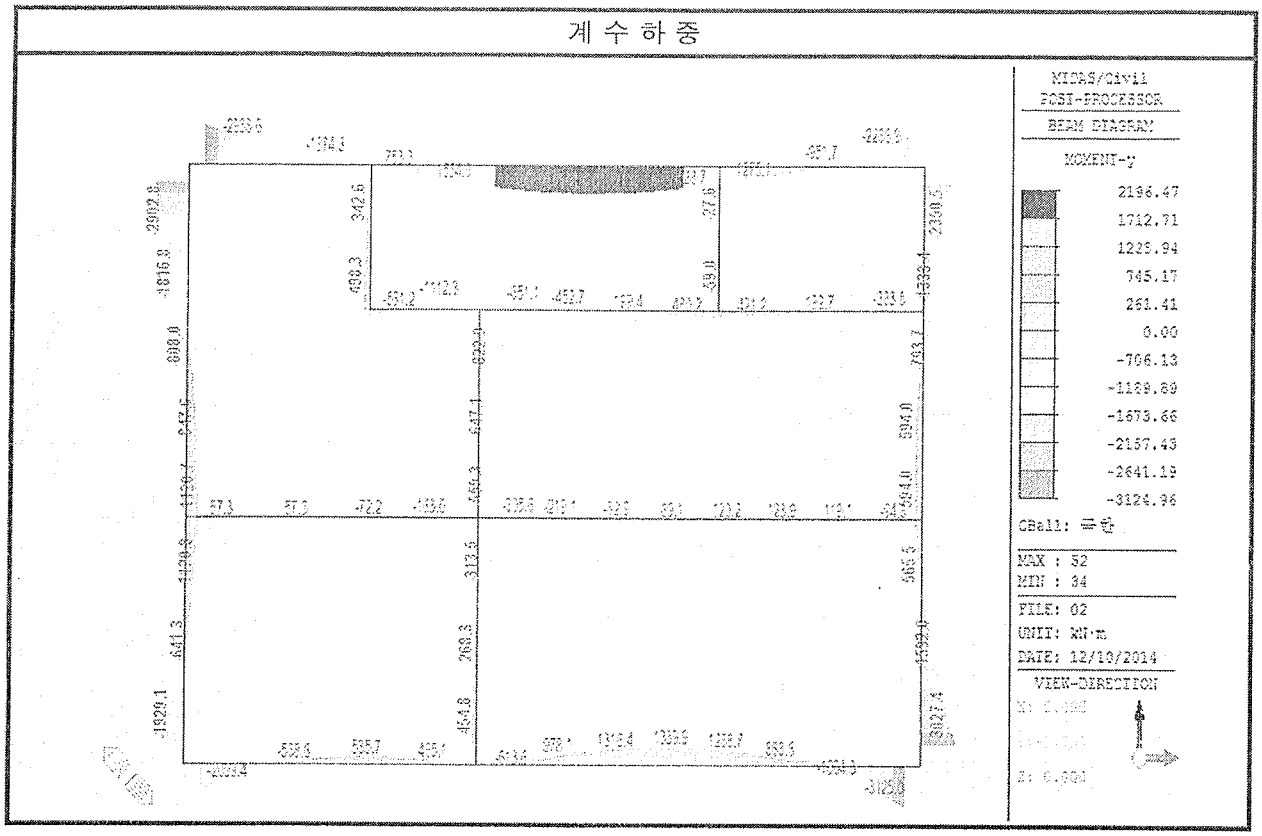
부재	부재력	상시				지진시				적용		
						기능 수행 수준		붕괴 방지 수준				
		Fx	Mu	Vu	Mo	Mu	Vu	Mu	Vu	Mu	Vu	Mo
		(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)
1	상부슬래브 좌측단부	-	2938.6	1184.5	2106.2	3440.4	1335.2	3861.7	1436.4	3861.7	1436.4	2106.2
2	상부슬래브 우측단부		2286.9	1347.4	1624.5	3059.0	1353.4	3428.0	1426.5	3428.0	1426.5	1624.5
3	상부슬래브 중앙부		2196.5	558.8	1612.7	1972.1	499.5	2021.5	545.4	2196.5	558.8	1612.7
4	하부슬래브 좌측단부	-	2099.4	1365.8	1533.7	2549.5	1014.8	2618.6	875.9	2618.6	1365.8	1533.7
5	하부슬래브 우측단부		3125.0	1810.4	2299.9	3382.3	1443.2	3889.1	1372.4	3889.1	1810.4	2299.9
6	하부슬래브 중앙지점부		613.6	996.6	492.3	2825.1	1455.9	3587.6	1655.0	3587.6	1655.0	492.3
7	하부슬래브 좌측중앙부		535.7	792.6	441.2	599.4	735.0	754.8	705.7	754.8	792.6	441.2
8	하부슬래브 우측중앙부		1339.9	530.5	1006.0	1508.8	527.4	1950.6	729.2	1950.6	729.2	1006.0
9	좌측벽체 상단부	1777.8	2902.8	1298.4	2098.5	3576.6	1097.8	4020.5	1103.1	4020.5	1298.4	2098.5
10	좌측벽체 중앙부		1120.7	553.6	893.9	1108.2	848.0	1375.9	909.1	1375.9	909.1	893.9
11	좌측벽체 하단부		1929.1	1476.2	1436.9	2329.8	1293.7	2368.0	1256.4	2368.0	1476.2	1436.9
12	우측벽체 상단부	2198.1	2350.5	1177.3	1688.7	3231.5	1046.6	3613.5	1064.1	3613.5	1177.3	1688.7
13	우측벽체 중앙부		594.0	679.5	493.8	761.1	724.2	1048.7	790.9	1048.7	790.9	493.8
14	우측벽체 하단부		3027.4	1655.7	2263.1	3238.7	1470.3	3695.5	1537.0	3695.5	1655.7	2263.1
15	내측벽체 상단부	1872.5	822.9	140.2	608.0	1490.0	411.6	1725.4	515.2	1725.4	515.2	608.0
16	내측벽체 하단부		454.8	179.5	347.7	3379.5	978.4	4125.9	1166.9	4125.9	1166.9	347.7
17	중간슬래브1 상면	-	1112.3	924.2	823.6	1143.4	958.5	1206.8	1012.2	1206.8	1012.2	823.6
18	중간슬래브1 하면		480.2	0.0	351.1	499.1	0.0	573.8	0.0	573.8	0.0	351.1
19	중간슬래브2 상면	-	305.6	146.1	233.0	531.8	226.2	642.0	256.0	642.0	256.0	233.0
20	중간슬래브2 하면		123.9	146.1	95.8	207.1	226.2	263.2	256.0	263.2	256.0	95.8

14. 단면력도

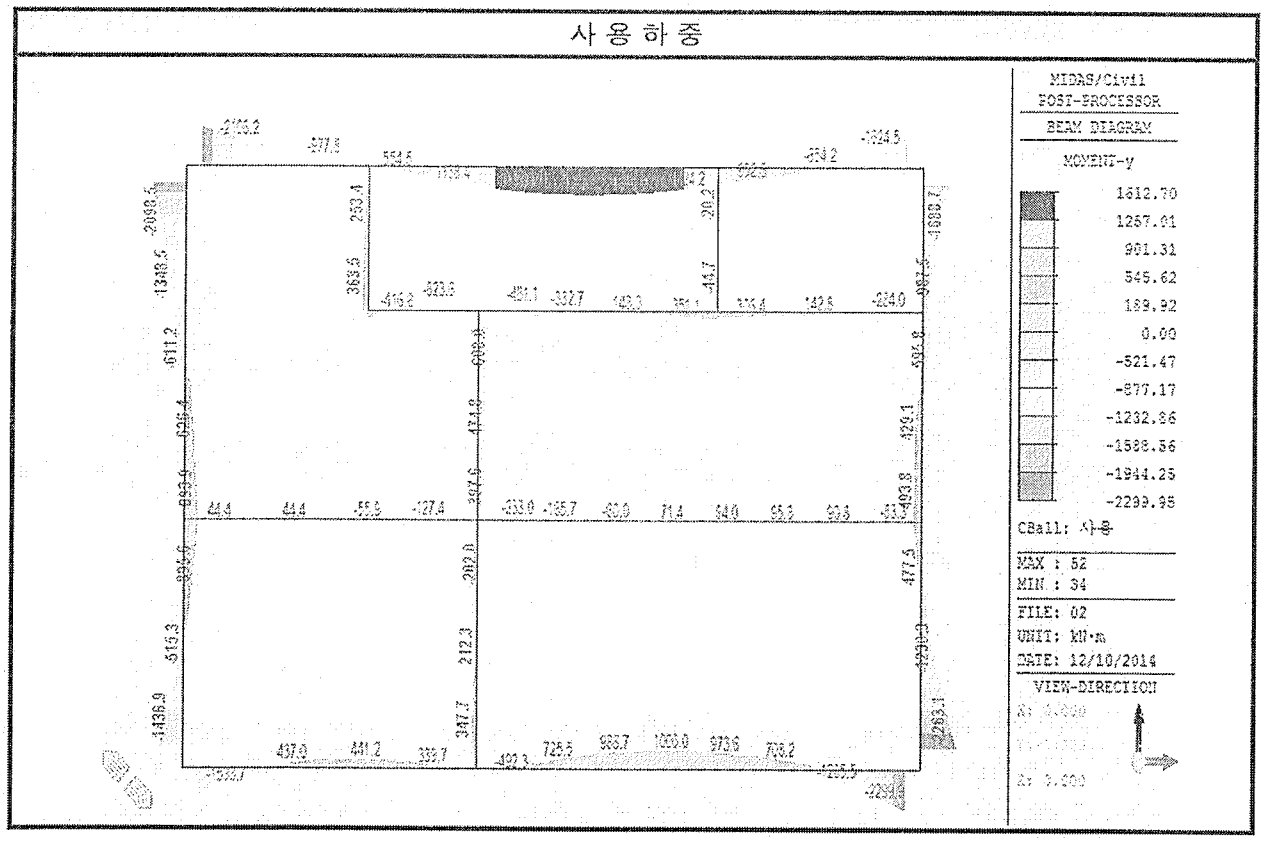
1) 상시

- 모멘트도

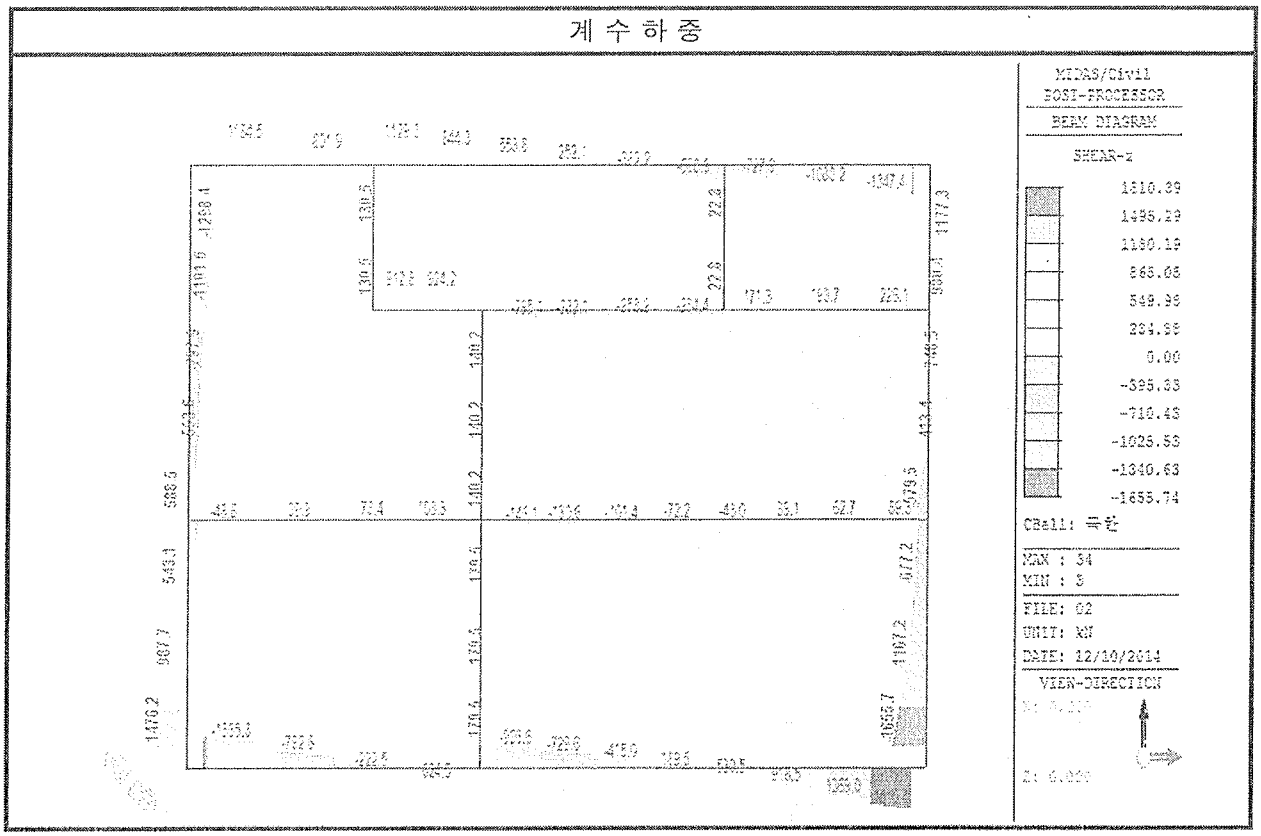
계 수 하 중



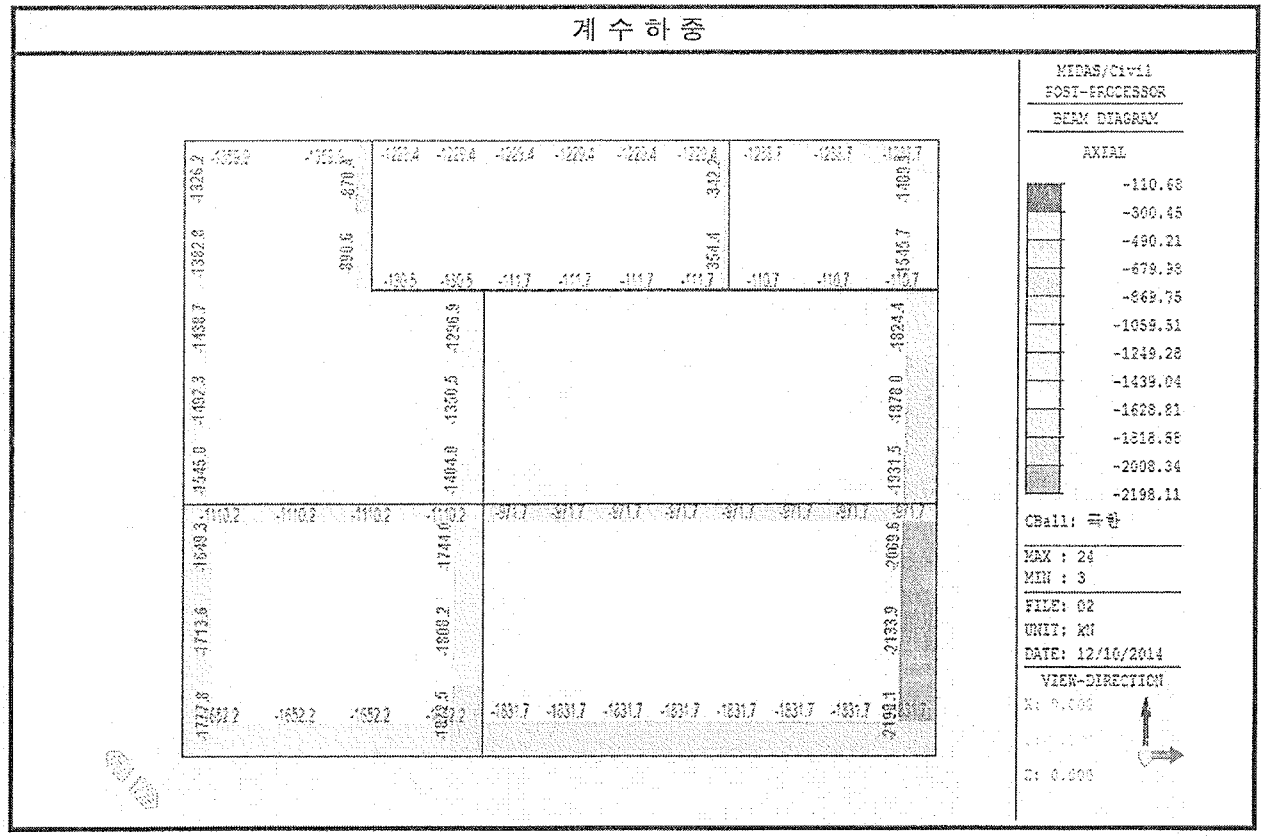
사 용 하 중



- 전단력도


계 수 하 중
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
SHEAR-z
1810.39
1496.29
1180.19
865.08
549.98
234.88
0.00
-395.33
-710.43
-1025.53
-1340.63
-1655.74
CBall: 극한
MAX : 34
MIN : 3
FILE: 02
UNIT: kN
DATE: 12/10/2014
VIEW-DIRECTION

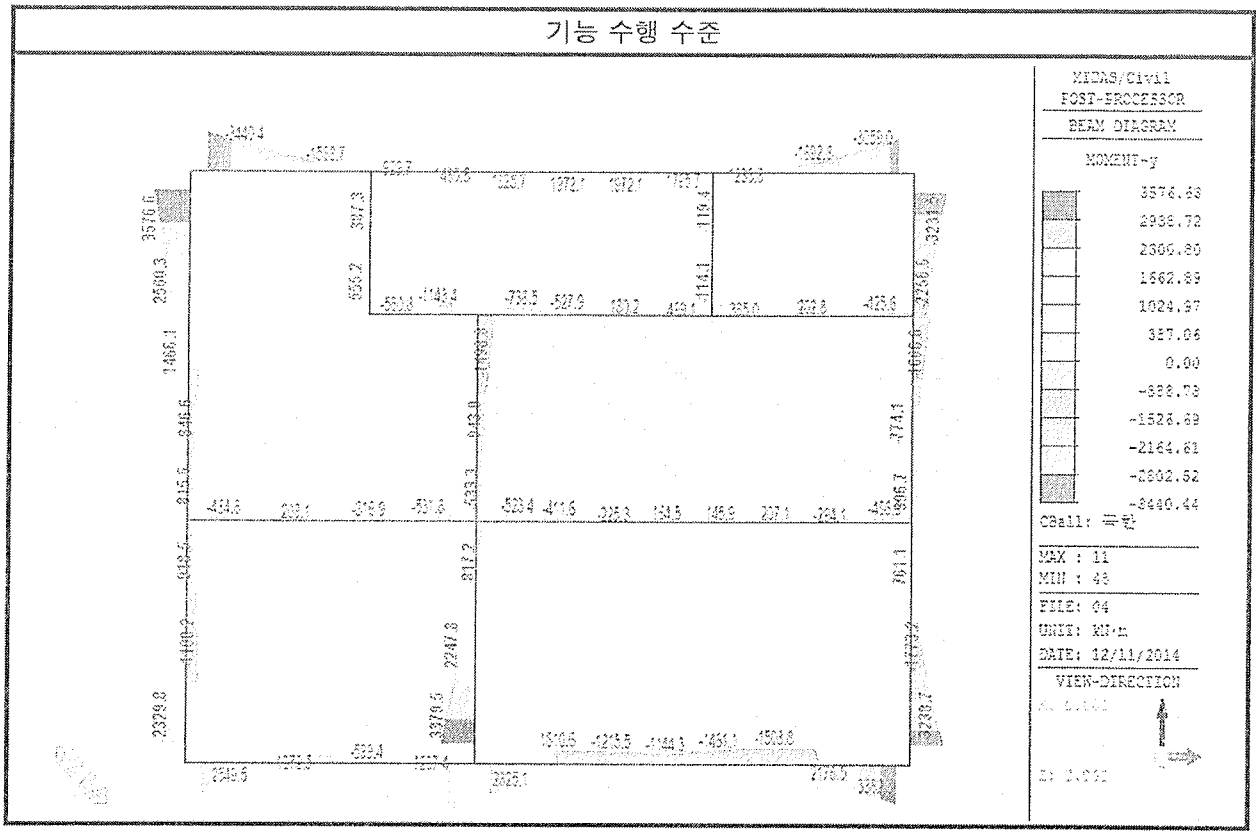
- 축력도


계 수 하 중
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
AXIAL
-110.68
-300.45
-490.21
-679.98
-869.75
-1059.51
-1249.28
-1439.04
-1628.81
-1818.58
-2008.34
-2198.11
CBall: 극한
MAX : 24
MIN : 3
FILE: 02
UNIT: kN
DATE: 12/10/2014
VIEW-DIRECTION

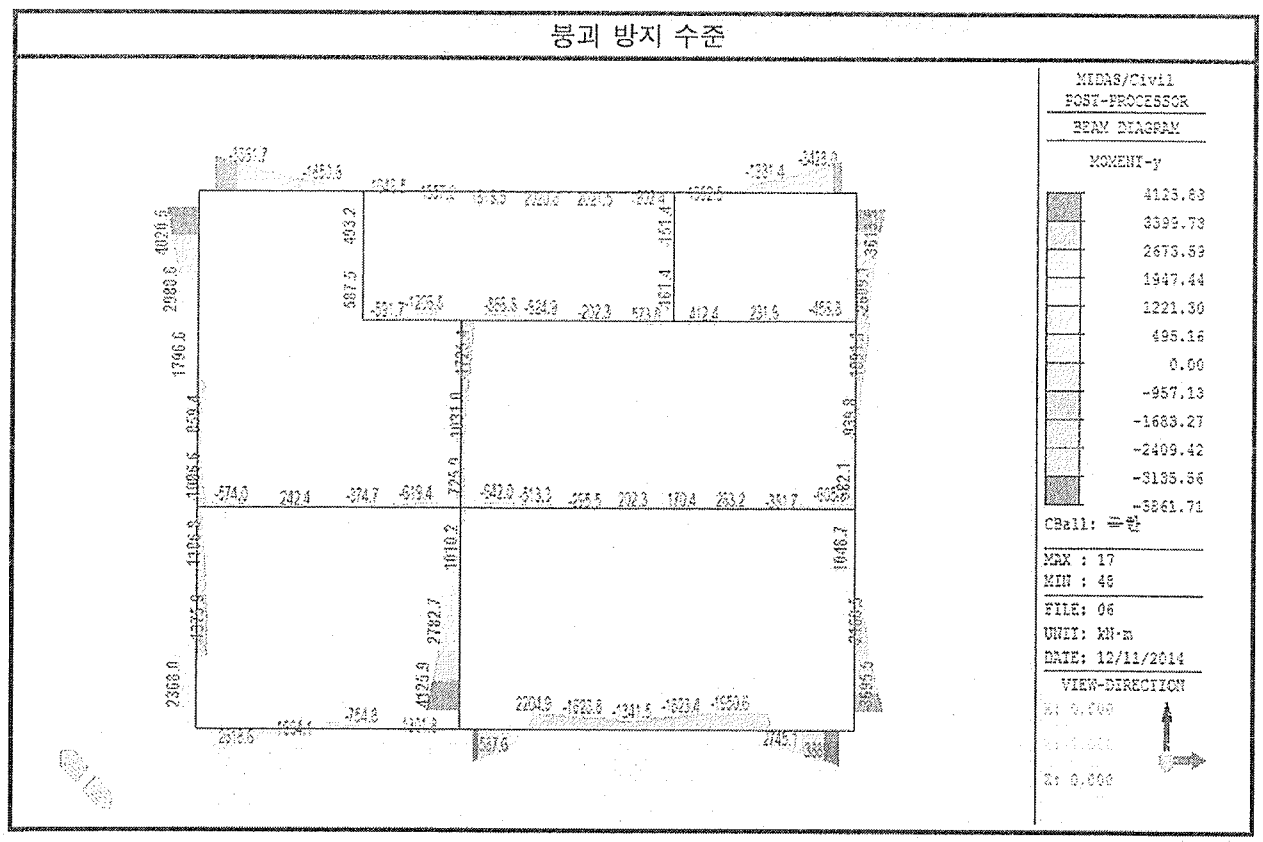
2) 지진시

- 모멘트도

기능 수행 수준

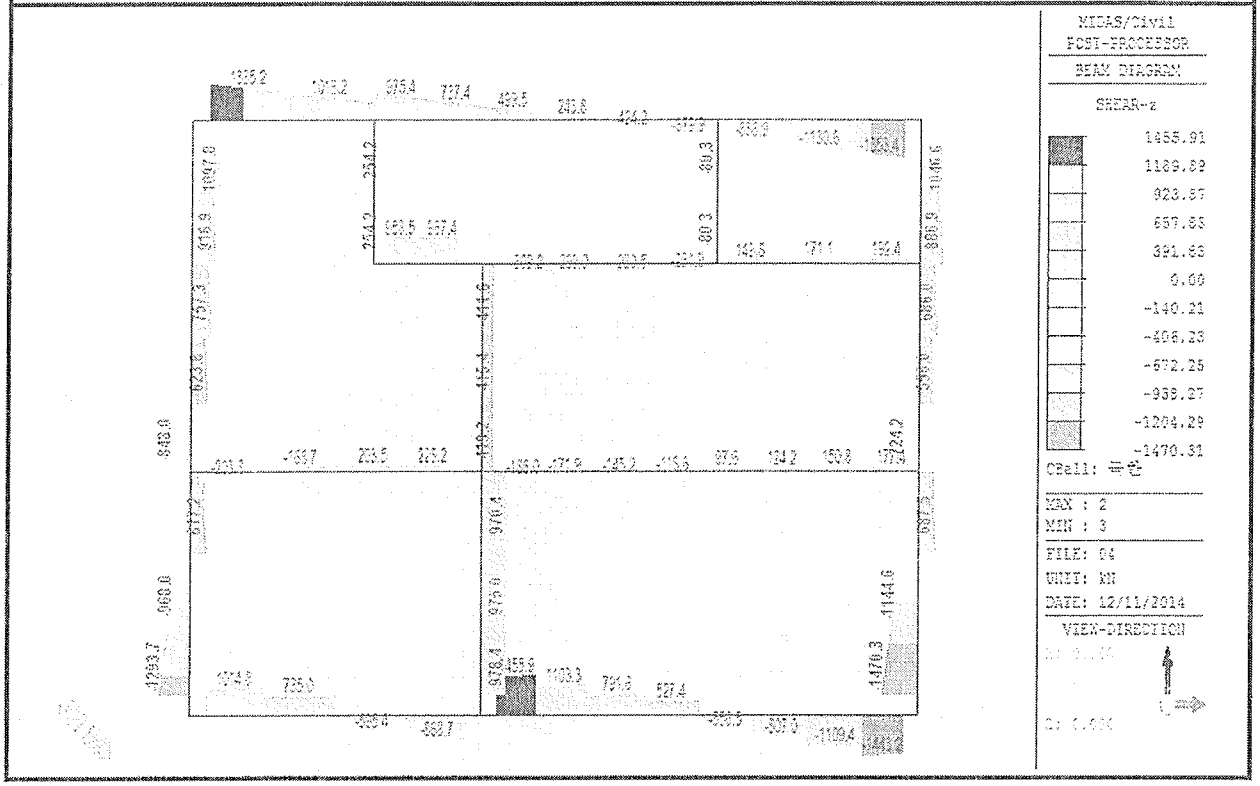


붕괴 방지 수준

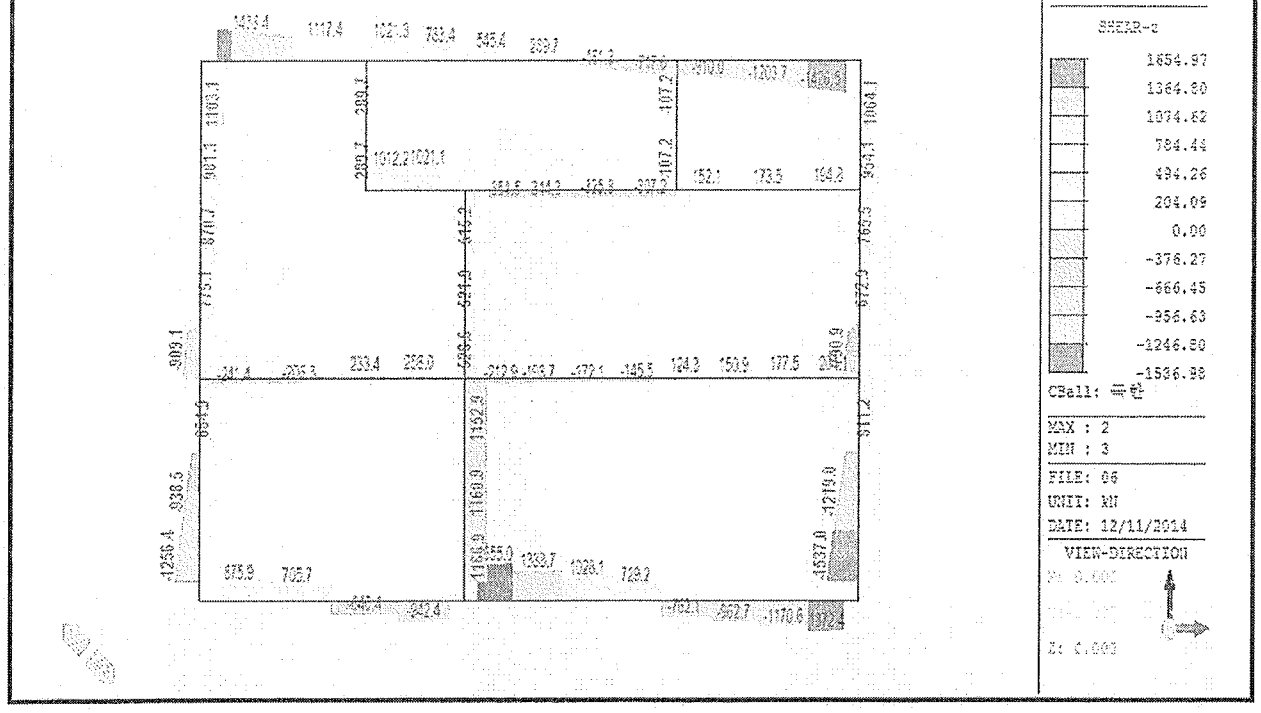


– 전단력도

기능 수행 수준



붕괴 방지 수준



15. 단면검토

15.1 상부슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	156	cm			
· Mu =	3861.700	kN.m	· Vu =	1436.400	kN	· M =	2106.200	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	141.0 cm	· 전단력 d =	146.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 85.404 cm^2 [p = 0.00606]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (9.193 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 16.02 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	49.350 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	45.825 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	18.875 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	49.350 cm^2	>	18.875	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	113.872 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 29 @ 125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H 25 @ 125	=	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
	TOTAL	=	91.928	cm^2	[p =	0.00652]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 16.022 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 18.849 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0202 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4156.64 kN.m > Mu = 3861.70 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 948.30 kN < Vu = 1436.40 kN

· 1/2·Φv Vc = 474.15 kN < Vu = 1436.40 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.672 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.672 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 948.30 + 1159.82 = 2108.12 kN > Vu = 1436.40 kN

Rm = Md / Mu = 1.08 Rs = Φv Vn / Vu = 1.47

15.1.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.00652 + √ [2 × 0.049 + 0.049 ²] = 0.267

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.267 / 3 = 0.911

fs = M / [As·d·j]

= 2106.20 × 1000 / [91.928 × 141.0 × 0.911] = 178.37 MPa

s = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 178.4) - 2.5 x 85.5 = 228 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 178.4) = 353 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.2 상부슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	156	cm			
· Mu =	3428.000	kN.m	· Vu =	1426.500	kN	· M =	1624.500	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	141.0 cm	· 전단력 d =	146.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 75.278 cm^2 [p = 0.00534]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (8.107 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 14.13 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	49.350 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	45.825 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	18.875 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	49.350 cm^2	> 18.875	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	100.371 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	25 @	125 =	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	25 @	125 =	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
		TOTAL =		81.072	cm^2	[p = 0.00575	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 14.130 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 16.624 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0233 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3691.85 kN.m > Mu = 3428.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 948.30 kN < Vu = 1426.50 kN

· 1/2·Φv Vc = 474.15 kN < Vu = 1426.50 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.638 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.638 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 948.30 + 1159.82 = 2108.12 kN > Vu = 1426.50 kN

Rm = Md / Mu = 1.08 Rs = Φv Vn / Vu = 1.48

15.2.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.00575 + √ [2 × 0.043 + 0.043 ²] = 0.254

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.254 / 3 = 0.915

fs = M / [As·d·j]

= 1624.50 × 1000 / [81.072 × 141.0 × 0.915] = 155.31 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 155.3) - 2.5 x 87.5 = 288 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 155.3) = 406 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.3 상부슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	2196.500	kN.m	· Vu =	558.800	kN	· M =	1612.700	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	132.0 cm	· 전단력 d =	132.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 51.084 cm^2 [p = 0.00387]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6.354 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	46.200 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	42.900 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	17.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	46.200 cm^2	> 17.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	68.112 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536 cm^2	[8.0 EA/m]		
	TOTAL	= 63.536 cm^2	[p = 0.004813]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0274 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2731.88 kN.m > Mu = 2196.50 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 857.37 kN > Vu = 558.80 kN

· 1/2·Φv Vc = 428.69 kN < Vu = 558.80 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 857.37 + 0.00 = 857.37 kN > Vu = 558.80 kN

Rm = Md / Mu = 1.24 Rs = Φv Vn / Vu = 1.53

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004813 + √ [2 × 0.036 + 0.036 ²] = 0.235

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.235 / 3 = 0.922

fs = M / [As·d·j]

= 1612.70 × 1000 / [63.536 × 132.0 × 0.922] = 208.56 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 208.6) − 2.5 x 64 = 218 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 208.6) = 302 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.4 하부슬래브 좌측단부

15.4.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	150	cm			
· Mu =	2618.600	kN.m	· Vu =	1365.800	kN	· M =	1533.700	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	135.0 cm	· 전단력 d =	140.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 60.649 cm^2 [p = 0.00449]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (9.193 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 16.02 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	47.250 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	43.875 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	18.125 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	47.250 cm^2	>	18.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	80.865 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 29 @ 125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H 25 @ 125	=	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
	TOTAL	=	91.928	cm^2	[p =	0.006809]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 16.022 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 18.849 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0193 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3969.11 kN.m > Mu = 2618.60 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 909.33 kN < Vu = 1365.80 kN

· 1/2·Φv Vc = 454.67 kN < Vu = 1365.80 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.630 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.630 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 909.33 + 1112.16 = 2021.49 kN > Vu = 1365.80 kN

Rm = Md / Mu = 1.52 Rs = Φv Vn / Vu = 1.48

15.4.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.006809 + √ [2 × 0.051 + 0.051 ²] = 0.272

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.272 / 3 = 0.909

fs = M / [As·d·j]

= 1533.70 × 1000 / [91.928 × 135.0 × 0.909] = 135.95 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 136) - 2.5 x 85.5 = 366 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 136) = 463 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.5 하부슬래브 우측단부

15.5.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 150 cm	
· Mu = 3889.100 kN.m	· Vu = 1810.400 kN	· M = 2299.900 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 2 단
· 피복 = 10.00 cm	· 모멘트 d = 135.0 cm	· 전단력 d = 140.0 cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 90.750 cm^2 [p = 0.00672]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (10.278 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 17.91 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 47.250 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 43.875 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 18.125 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 47.250 cm^2 > 18.125 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 121.000 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	= 51.392 cm^2	[8.0 EA/m]	
	H	29	@	125	= 51.392 cm^2	[8.0 EA/m]	
				TOTAL	= 102.784 cm^2	[p = 0.007614]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 17.914 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 21.075 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0169 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4404.77 kN.m > Mu = 3889.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 909.33 kN < Vu = 1810.40 kN

· 1/2·Φv Vc = 454.67 kN < Vu = 1810.40 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 3.218 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 3.218 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 909.33 + 1112.16 = 2021.49 kN > Vu = 1810.40 kN

Rm = Md / Mu = 1.13 Rs = Φv Vn / Vu = 1.12

15.5.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.007614 + √ [2 × 0.057 + 0.057 ²] = 0.285

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.285 / 3 = 0.905

fs = M / [As·d·j]

= 2299.90 × 1000 / [102.784 × 135.0 × 0.905] = 183.15 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 183.2) - 2.5 x 85.5 = 216 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 183.2) = 344 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.6 하부슬래브 중앙지점부

15.6.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	150	cm			
· Mu =	3587.600	kN.m	· Vu =	1655.000	kN	· M =	492.300	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	135.0 cm	· 전단력 d =	140.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 83.091 cm^2 [p = 0.00615]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (9,193 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 16.02 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 47.250 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 43.875 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 18.125 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 47.250 cm^2 > 18.125 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 110.788 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29 @	125	=	51.392 cm^2	[8.0	EA/m]
	H	25 @	125	=	40.536 cm^2	[8.0	EA/m]
			TOTAL	=	91.928 cm^2	[p = 0.006809	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 16.022 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 18.849 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0193 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3969.11 kN.m > Mu = 3587.60 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 909.33 kN < Vu = 1655.00 kN

· 1/2·Φv Vc = 454.67 kN < Vu = 1655.00 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 2.663 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 2.663 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 909.33 + 1112.16 = 2021.49 kN > Vu = 1655.00 kN

Rm = Md / Mu = 1.11 Rs = Φv Vn / Vu = 1.22

15.6.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.006809 + √ [2 × 0.051 + 0.051 ²] = 0.272

j = 1 − k / 3 ⇐ 1 − 0.272 / 3 = 0.909

fs = M / [As·d·j]

= 492.30 × 1000 / [91.928 × 135.0 × 0.909] = 43.64 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 43.64) − 2.5 x 85.5 = 1591 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 43.64) = 1444 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.7 하부슬래브 좌측중앙부

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	150	cm			
· Mu =	754.800	kN.m	· Vu =	792.600	kN	· M =	441.200	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	142.0 cm	· 전단력 d =	142.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 15.857 cm^2 [p = 0.00112]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (2.292 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 3.99 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	49.700 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	46.150 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	18.750 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	49.700 cm^2	> 18.750	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	21.143 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 19 @ 125	= 22.920 cm^2	[8.0 EA/m]		
	TOTAL	= 22.920 cm^2	[p = 0.001614]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 3.995 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 4.7 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0876 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1091.01 kN.m > Mu = 754.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 922.32 kN > Vu = 792.60 kN

· 1/2·Φv Vc = 461.16 kN < Vu = 792.60 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 922.32 + 0.00 = 922.32 kN > Vu = 792.60 kN

Rm = Md / Mu = 1.45 Rs = Φv Vn / Vu = 1.16

15.7.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.001614 + √ [2 × 0.012 + 0.012 ²] = 0.144

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.144 / 3 = 0.952

fs = M / [As·d·j]

= 441.20 × 1000 / [22.920 × 142.0 × 0.952] = 142.4 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 142.4) - 2.5 x 70.5 = 377 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 142.4) = 442 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.8 하부슬래브 우측중앙부

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	150	cm			
· Mu =	1950.600	kN.m	· Vu =	729.200	kN	· M =	1006.000	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	142.0 cm	· 전단력 d =	142.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 42.041 cm^2 [p = 0.00296]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6.354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	49.700 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	46.150 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	18.750 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	49.700 cm^2	> 18.750	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	56.055 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536 cm^2	[8.0 EA/m]		
	TOTAL	= 63.536 cm^2	[p = 0.004474]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0297 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2947.91 kN.m > Mu = 1950.60 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 922.32 kN > Vu = 729.20 kN

· 1/2·Φv Vc = 461.16 kN < Vu = 729.20 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 922.32 + 1128.05 = 2050.37 kN > Vu = 729.20 kN

Rm = Md / Mu = 1.51 Rs = Φv Vn / Vu = 2.81

15.8.2 철근의 응력 산정

A = 2 × 80.0 × 1000.0 / 8.0 = 20000.0 mm^2 N=1M 당 배근된 철근수

k = - np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.004474 + √ [2 × 0.034 + 0.034 ^{2}] = 0.227

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.227 / 3 = 0.924

fs = M / [As·d·j]

= 1006.00 × 1000 / [63.536 × 142.0 × 0.924] = 120.68 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 120.7) - 2.5 x 64 = 493 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 120.7) = 522 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.9 중간슬래브1 상면

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	1206.800	kN.m	· Vu =	1012.200	kN	· M =	823.600	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	92.0 cm	· 전단력 d =	92.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 40.555 cm^2 [ρ = 0.00441]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5.139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	32.200 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	29.900 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	12.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	32.200 cm^2	> 12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	54.073 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 29 @ 125	= 51.392 cm^2	[8.0 EA/m]	
	TOTAL	= 51.392 cm^2	[p = 0.005586]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 8.957 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 10.538 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0232 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1529.29 kN.m > Mu = 1206.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 597.56 kN < Vu = 1012.20 kN

· 1/2·Φv Vc = 298.78 kN < Vu = 1012.20 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 2.253 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 2.253 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 597.56 + 730.85 = 1328.41 kN > Vu = 1012.20 kN

Rm = Md / Mu = 1.27 Rs = Φv Vn / Vu = 1.31

15.9.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.005586 + √ [2 × 0.042 + 0.042 ²] = 0.25

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.25 / 3 = 0.917

fs = M / [As·d·j]

= 823.60 × 1000 / [51.392 × 92.0 × 0.917] = 189.96 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 190) - 2.5 x 65.5 = 251 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 190) = 332 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.10 중간슬래브1 하면

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	50	cm			
· Mu =	573.800	kN.m	· Vu =	0.010	kN	· M =	351.100	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	42.0 cm	· 전단력 d =	42.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 44.980 cm^2 [p = 0.01071]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 14.700 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 13.650 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 6.250 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 14.700 cm^2 > 6.250 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 59.973 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 29 @ 125	= 51.392 cm^2	[8.0 EA/m]		
	TOTAL	= 51.392 cm^2	[p = 0.012236]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 8.957 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 10.538 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0090 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 655.62 kN.m > Mu = 573.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 272.80 kN > Vu = 0.01 kN

· 1/2·Φv Vc = 136.40 kN > Vu = 0.01 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av
0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]
Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc +
= 272.80 + 0.00 = 272.80 kN > Vu = 0.01 kN

Rm = Md / Mu = 1.14 Rs = Φv Vn / Vu = 27280.00

15.10.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.012236 + √ [2 × 0.092 + 0.092 ²] = 0.346

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.346 / 3 = 0.885

fs = M / [As·d·j]

= 351.10 × 1000 / [51.392 × 42.0 × 0.885] = 183.8 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 183.8) - 2.5 x 65.5 = 265 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 183.8) = 343 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.11 중간슬래브2 상면

15.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	60	cm			
· Mu =	642.000	kN.m	· Vu =	256.000	kN	· M =	233.000	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	52.0 cm	· 전단력 d =	52.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 39.736 cm^2 [p = 0.00764]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5.139 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 18.200 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 16.900 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 7.500 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 18.200 cm^2 > 7.500 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 52.981 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 29 @ 125	= 51.392 cm^2	[8.0 EA/m]	
	TOTAL	= 51.392 cm^2	[p = 0.009883]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 8.957 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 10.538 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0118 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 830.36 kN.m > Mu = 642.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 337.75 kN > Vu = 256.00 kN

· 1/2·Φv Vc = 168.88 kN < Vu = 256.00 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 337.75 + 0.00 = 337.75 kN > Vu = 256.00 kN

Rm = Md / Mu = 1.29 Rs = Φv Vn / Vu = 1.32

15.11.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.009883 + √ [2 × 0.074 + 0.074 ²] = 0.318

j = 1 - k / 3 ⇐ 1 - 0.318 / 3 = 0.894

fs = M / [As·d·j]

= 233.00 × 1000 / [51.392 × 52.0 × 0.894] = 97.53 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 97.53) - 2.5 x 65.5 = 644 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 97.53) = 646 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.12 중간슬래브2 하면

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	60	cm			
· Mu =	263.200	kN.m	· Vu =	256.000	kN	· M =	95.800	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	52.0 cm	· 전단력 d =	52.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 15.481 cm^2 [p = 0.00298]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (2.292 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 3.99 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	18.200 cm^2	
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	16.900 cm^2	
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	7.500 cm^2	[일면 As]
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	18.200 cm^2	> 7.500 cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	20.641 cm^2	

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 19 @ 125	= 22.920 cm^2	[8.0 EA/m]		
	TOTAL	= 22.920 cm^2	[p = 0.004408]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 3.995 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 4.7 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0302 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 389.66 kN.m > Mu = 263.20 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 337.75 kN > Vu = 256.00 kN

· 1/2·Φv Vc = 168.88 kN < Vu = 256.00 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av

0.35 b0 s / fy	= 0.000 cm^2	[최소전단철근]
Vs s / [Φv fy d]	= 0.000 cm^2	[소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 337.75 + 0.00 = 337.75 kN > Vu = 256.00 kN

Rm = Md / Mu = 1.48 Rs = Φv Vn / Vu = 1.32

15.12.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004408 + √ [2 × 0.033 + 0.033 ²] = 0.226

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.226 / 3 = 0.925

fs = M / [As·d·j]

= 95.80 × 1000 / [22.920 × 52.0 × 0.925] = 86.9 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 86.9) − 2.5 x 70.5 = 730 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 86.9) = 725 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.13 좌측벽체 상단부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1560.000	100.000	1415.905	1777.800	4020.500	2261.503

㉯ 철근비 검토

As = 9192.800 mm² (인장중심 = 144.10 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H25- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0059) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1560.0 x 1000.0 = 35802000.0 N
Cs = As x fy = 3677120.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N
Xp = (35802000.0 x 780.00 + 3677120.0 x 144.095 + 0.0 x 1560.000) / 39479120.(
= 720.771 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 849.543 mm, ab = k1 x cb = 722.111 mm
Cc = 0.85 x 27.0 x 722111.357 = 16572.456 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 3677.12
Pb = 16572.456 + 0.000 - 3677.120 = 12895.336 kN
Mb = Cc x 359.716 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10045.008 kN.m
eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 778.964 mm, e = Mu/Pu = 2261.503 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 341.335 mm, a = k1 x c = 290.135 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 290134.929 = 6658.597 kN
∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 3677.120 kN
Pn = 6658.597 + 0.000 - 3677.120 = 2981.477 kN
Mn = Cc x 575.704 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6742.646 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2261.512)| = 0.0094 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1560.00 - 100.00 = 1460.000 mm
c = 341.335 mm, a = k1 x c = 290.135 mm
εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1460.00-341.34) / 341.34 = 0.00983
εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 31414.516 kN ≥ Pn = 2981.477 k
ΦPn = 0.85 x 2981.477 = 2534.255 kN ≥ Pu = 1777.800 kN ∴ O.K
ΦMn = ΦPn x 2.262 = 5731.226 kN.m ≥ Mu = 4020.500 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1415.90 = 994.518 kN
< Vu (= 1298.400 kN) , 전단보강 필요.
Req Av = (1298.400 - 994.518) x 150.00 / (400.0 x 1415.90 x Φ) = 107.310 mm²
Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)
Vs = 397.200 x 400.0 x 1415.90 / 150.00 = 1499.726 kN
Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1415.90 = 4904.837 kN ≥ 1499.726 kN ∴
s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴
ΦVn = 0.75 x (1326.024 + 1499.726) = 2119.313 kN ≥ 1298.400 kN ∴

【 균열검토 】

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2098.500 x 1000000 / [9192.800 x (1415.905 - 367.352
= 176.486 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x9192.800/1000.0 + 7x9192.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1415.9/(7x9192.8C

= 367.352 mm

사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 144.1 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 176.49) - 2.5 x 85.50 = 232.4E

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 176.49) = 356.97 mm

Sa는 작은 값인 232.46 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 232.46 mm) ∴ O.K

15.14 좌측벽체 중앙부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	80.000	1320.000	1777.800	1375.900	773.934

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0022) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 1238720.0 x 80.000 + 0.0 x 1400.000) / 33368720.0

= 676.984 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.000 mm, ab = k1 x cb = 673.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1238.72

Pb = 15449.940 + 0.000 - 1238.720 = 14211.220 kN

Mb = Cc x 340.384 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6709.597 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 472.134 mm, e = Mu/Pu = 773.934 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 396.626 mm, a = k1 x c = 337.132 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 337132.015 = 7737.180 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 7737.180 + 0.000 - 1238.720 = 6498.460 kN

Mn = Cc x 508.418 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5029.374 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=773.933)| = 0.0009 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 396.626 mm, a = k1 x c = 337.132 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-396.63) / 396.63 = 0.00698

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26638.119 kN ≥ Pn = 6498.460 k

ΦPn = 0.85 x 6498.460 = 5523.691 kN ≥ Pu = 1777.800 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.774 = 4274.973 kN.m ≥ Mu = 1375.900 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 935.132 k

≥ Vu (= 909.100 kN) . 전단보강 불필요.

【 균열검토 】

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 893.900 x 1000000 / [3096.800 x (1320.000 - 218.528/
= 231.449 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x3096.8C
= 218.528 mm

사용철근량 = 3096.8 ㎟ (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 231.45) - 2.5 x 69.00 = 167.75
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 231.45) = 272.20 mm

Sa는 작은 값인 167.75 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 167.75 mm) ∴ O.K

15.15 좌측벽체 하단부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	100.000	1256.691	1777.800	2368.000	1331.983

㉯ 철근비 검토

As = 7150.400 ㎟ (인장중심 = 143.31 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H22- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0051) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 2860160.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 2860160.0 x 143.309 + 0.0 x 1400.000) / 34990160.(

= 654.495 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 754.014 mm, ab = k1 x cb = 640.912 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 640912.173 = 14708.934 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 2860.1(

Pb = 14708.934 + 0.000 - 2860.160 = 11848.774 kN

Mb = Cc x 334.039 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7714.088 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 651.045 mm, e = Mu/Pu = 1331.983 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 364.507 mm, a = k1 x c = 309.831 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 309830.714 = 7110.615 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 2860.160 kN

Pn = 7110.615 + 0.000 - 2860.160 = 4250.455 kN

Mn = Cc x 499.580 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5661.528 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1331.982) | = 0.0018 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 mm

c = 364.507 mm, a = k1 x c = 309.831 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-364.51) / 364.51 = 0.00770

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 27860.847 kN ≥ Pn = 4250.455 k

ΦPn = 0.85 x 4250.455 = 3612.887 kN ≥ Pu = 1777.800 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.332 = 4812.305 kN.m ≥ Mu = 2368.000 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1256.69 = 890.281 kN

< Vu (= 1476.200 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1476.200 - 890.281) x 150.00 / (400.0 x 1256.69 x Φ) = 233.120 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1256.69 / 150.00 = 1331.087 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1256.69 = 4353.304 kN ≥ 1331.087 kN ∴

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴

ΦVn = 0.75 x (1187.042 + 1331.087) = 1888.596 kN ≥ 1476.200 kN ∴

【 균열검토 】

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1436.900 x 1000000 / [7150.400 x (1256.691 - 308.147

= 174.141 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x7150.400/1000.0 + 7x7150.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1256.7/(7x7150.4C

= 308.147 mm

사용철근량 = 7150.4 mm² (철근도심 : 143.3 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

2단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 174.14) - 2.5 x 87.50 = 233.47

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 174.14) = 361.78 mm

Sa는 작은 값인 233.47 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 233.47 mm) ∴ O.K

15.16 우측벽체 상단부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1560.000	100.000	1410.000	2198.100	3613.500	1643.920

㉯ 철근비 검토

As = 8107.200 mm² (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H25- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0052) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1560.0 x 1000.0 = 35802000.0 N
Cs = As x fy = 3242880.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N
Xp = (35802000.0 x 780.00 + 3242880.0 x 150.000 + 0.0 x 1560.000) / 39044880.(
= 727.675 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 846.000 mm, ab = k1 x cb = 719.100 mm
Cc = 0.85 x 27.0 x 719100.000 = 16503.345 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 3242.8(
Pb = 16503.345 + 0.000 - 3242.880 = 13260.465 kN
Mb = Cc x 368.125 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9675.697 kN.m
eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 729.665 mm, e = Mu/Pu = 1643.920 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 379.590 mm, a = k1 x c = 322.651 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 322651.448 = 7404.851 kN
∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 3242.880 kN
Pn = 7404.851 + 0.000 - 3242.880 = 4161.971 kN
Mn = Cc x 566.350 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6841.979 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1643.928) | = 0.0080 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1560.00 - 100.00 = 1460.000 mm
c = 379.590 mm, a = k1 x c = 322.651 mm
εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1460.00-379.59) / 379.59 = 0.00854
εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 31087.056 kN ≥ Pn = 4161.971 k
ΦPn = 0.85 x 4161.971 = 3537.675 kN ≥ Pu = 2198.100 kN ∴ O.K
ΦMn = ΦPn x 1.644 = 5815.654 kN.m ≥ Mu = 3613.500 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1410.00 = 1007.995 k
< Vu (= 1177.300 kN) , 전단보강 필요.
Req Av = (1177.300 - 1007.995) x 300.00 / (400.0 x 1410.00 x Φ) = 120.074 mm
Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)
Vs = 397.200 x 400.0 x 1410.00 / 300.00 = 746.736 kN
Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1410.00 = 4884.383 kN ≥ 746.736 kN ∴
s = 300.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴
ΦVn = 0.75 x (1343.994 + 746.736) = 1568.047 kN ≥ 1177.300 kN ∴

【 균열검토 】

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1688.700 x 1000000 / [8107.200 x (1410.000 - 347.300

= 160.942 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x8107.200/1000.0 + 7x8107.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1410.0/(7x8107.20

= 347.300 mm

사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 160.94) - 2.5 x 87.50 = 270.56

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 160.94) = 391.45 mm

Sa는 작은 값인 270.56 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 270.56 mm) ∴ O.K

15.17 우측벽체 중앙부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	80.000	1320.000	2198.100	1048.700	477.094

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0016) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 916800.0 x 80.000 + 0.0 x 1400.000) / 33046800.0

= 682.800 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.000 mm, ab = k1 x cb = 673.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 916.80(

Pb = 15449.940 + 0.000 - 916.800 = 14533.140 kN

Mb = Cc x 346.200 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6432.899 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 442.637 mm, e = Mu/Pu = 477.094 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 728.824 mm, a = k1 x c = 619.500 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 619500.275 = 14217.531 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pn = 14217.531 + 0.000 - 916.800 = 13300.731 kN

Mn = Cc x 373.050 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6345.583 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=477.085) | = 0.0086 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 728.824 mm, a = k1 x c = 619.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-728.82) / 728.82 = 0.00243

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26395.359 kN ≥ Pn = 13300.731

ΦPn = 0.78 x 13300.731 = 10418.906 kN ≥ Pu = 2198.100 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.477 = 4970.796 kN.m ≥ Mu = 1048.700 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 953.517 kN

≥ Vu (= 790.900 kN) . 전단보강 불필요.

【 균열검토 】

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 493.800 x 1000000 / [2292.000 x (1320.000 - 190.387/
= 171.459 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x2292.0C
= 190.387 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 171.46) - 2.5 x 70.50 = 283.04
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 171.46) = 367.43 mm

Sa는 작은 값인 283.04 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 283.04 mm) ∴ O.K

15.18 우측벽체 하단부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	100.000	1250.000	2198.100	3695.500	1681.225

㉯ 철근비 검토

As = 10278.400 mm² (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0073) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 4111360.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 4111360.0 x 150.000 + 0.0 x 1400.000) / 36241360.(
= 637.606 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 750.000 mm, ab = k1 x cb = 637.500 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 637500.000 = 14630.625 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 4111.36

Pb = 14630.625 + 0.000 - 4111.360 = 10519.265 kN

Mb = Cc x 318.856 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8495.514 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.615 mm, e = Mu/Pu = 1681.225 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 417.033 mm, a = k1 x c = 354.478 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 354477.912 = 8135.268 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pn = 8135.268 + 0.000 - 4111.360 = 4023.908 kN

Mn = Cc x 460.367 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6765.117 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1681.231) | = 0.0059 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 mm

c = 417.033 mm, a = k1 x c = 354.478 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-417.03) / 417.03 = 0.00635

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28804.377 kN ≥ Pn = 4023.908 k

ΦPn = 0.85 x 4023.908 = 3420.322 kN ≥ Pu = 2198.100 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.681 = 5750.330 kN.m ≥ Mu = 3695.500 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1250.00 = 902.952 kN
< Vu (= 1655.700 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1655.700 - 902.952) x 150.00 / (400.0 x 1250.00 x Φ) = 301.099 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1250.00 / 150.00 = 1324.000 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1250.00 = 4330.127 kN ≥ 1324.000 kN ∴

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm 큰.설 7.4.2) ∴

ΦVn = 0.75 x (1203.935 + 1324.000) = 1895.952 kN ≥ 1655.700 kN ∴

【 균열검토 】

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2263.100 x 1000000 / [10278.400 x (1250.000 - 358.22

= 194.748 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1250.0/(7x10278

= 358.224 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 194.75) - 2.5 x 85.50 = 190.62

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 194.75) = 323.50 mm

Sa는 작은 값인 190.62 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 190.62 mm) ∴ O.K

15.19 내측벽체 상단부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	80.000	1320.000	1872.500	1725.400	921.442

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0016) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 916800.0 x 80.000 + 0.0 x 1400.000) / 33046800.0

= 682.800 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.000 mm, ab = k1 x cb = 673.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 916.80(

Pb = 15449.940 + 0.000 - 916.800 = 14533.140 kN

Mb = Cc x 346.200 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6432.899 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 442.637 mm, e = Mu/Pu = 921.442 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 235.418 mm, a = k1 x c = 200.105 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 200104.923 = 4592.408 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pn = 4592.408 + 0.000 - 916.800 = 3675.608 kN

Mn = Cc x 582.747 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3386.842 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=921.437)| = 0.0048 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 235.418 mm, a = k1 x c = 200.105 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-235.42) / 235.42 = 0.01382

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26395.359 kN ≥ Pn = 3675.608 k

ΦPn = 0.85 x 3675.608 = 3124.267 kN ≥ Pu = 1872.500 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.921 = 2878.830 kN.m ≥ Mu = 1725.400 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 939.274 kN

≥ Vu (= 515.200 kN) , 전단보강 불필요.

【 균열검토 】

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 608.000 x 1000000 / [2292.000 x (1320.000 - 190.387/

= 211.112 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x2292.0(

= 190.387 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 211.11) - 2.5 x 70.50 = 196.77

, 300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 211.11) = 298.42 mm

Sa는 작은 값인 196.77 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 196.77 mm) ∴ O.K

15.20 내측벽체 하단부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	80.000	1275.905	1872.500	4125.900	2203.418

㉯ 철근비 검토

As = 9192.800 mm² (인장중심 = 124.10 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 mm
2단 : H25- 8.0EA, d1 = 180.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 3677120.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 3677120.0 x 124.095 + 0.0 x 1400.000) / 35807120.(

= 640.859 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 765.543 mm, ab = k1 x cb = 650.711 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 650711.357 = 14933.826 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 3677.12

Pb = 14933.826 + 0.000 - 3677.120 = 11256.706 kN

Mb = Cc x 315.503 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8378.277 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 744.292 mm, e = Mu/Pu = 2203.418 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 324.109 mm, a = k1 x c = 275.493 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 275492.833 = 6322.561 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 3677.120 kN

Pn = 6322.561 + 0.000 - 3677.120 = 2645.441 kN

Mn = Cc x 503.113 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5829.007 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2203.416)| = 0.0016 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 324.109 mm, a = k1 x c = 275.493 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-324.11) / 324.11 = 0.00922

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28476.916 kN ≥ Pn = 2645.441 k

ΦPn = 0.85 x 2645.441 = 2248.624 kN ≥ Pu = 1872.500 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.203 = 4954.659 kN.m ≥ Mu = 4125.900 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1275.90 = 907.897 kN

< Vu (= 1166.900 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1166.900 - 907.897) x 150.00 / (400.0 x 1275.90 x Φ) = 101.498 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1275.90 / 150.00 = 1351.438 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1275.90 = 4419.863 kN ≥ 1351.438 kN ∴

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴

ΦVn = 0.75 x (1210.530 + 1351.438) = 1921.476 kN ≥ 1166.900 kN ∴

【 균열검토 】

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 347.700 x 1000000 / [9192.800 x (1275.905 - 345.954/

= 32.590 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x9192.800/1000.0 + 7x9192.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1275.9/(7x9192.8C

= 345.954 mm

사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 124.1 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 32.59) - 2.5 x 65.50 = 2252.6C

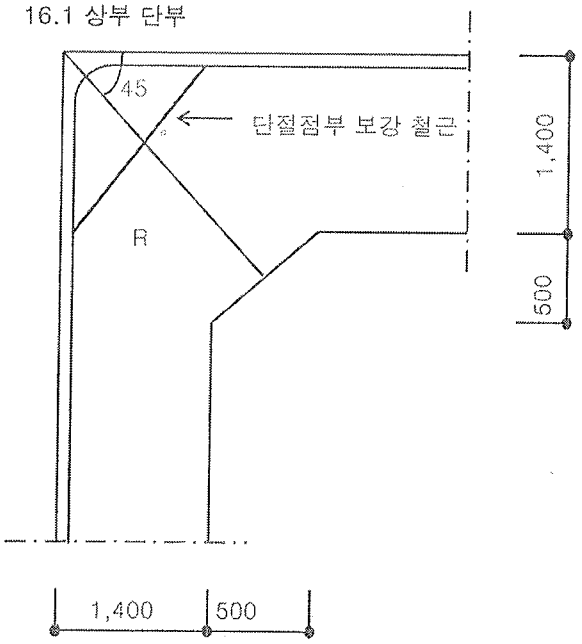
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 32.59) = 1933.13 mm

Sa는 작은 값인 1933.13 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1933.13 mm) ∴ O.K

16. 우각부 검토

16.1 상부 단부



$R = \sqrt{1650.0^2 + 1650.0^2} = 2{,}333$ mm

Mo = 2106.2 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

$= 0.13\sqrt{27} = 0.68$ MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 2106.2 \times 10^6}{2{,}333 \times 1{,}000} = 1.934 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 2106.20 \times 10^6}{2{,}333.452 \times 180} = 10{,}029 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As =	1단	H 29 @ 250	:	2,570	mm²
	2단	H 25 @ 250	:	2,027	mm²
			합	4,596	mm²

▣ 필요철근량

As =	1단	H 22 @ 125	:	3,097	mm²
	2단	H 22 @ 125	:	3,097	mm²
			합	6,194	mm²

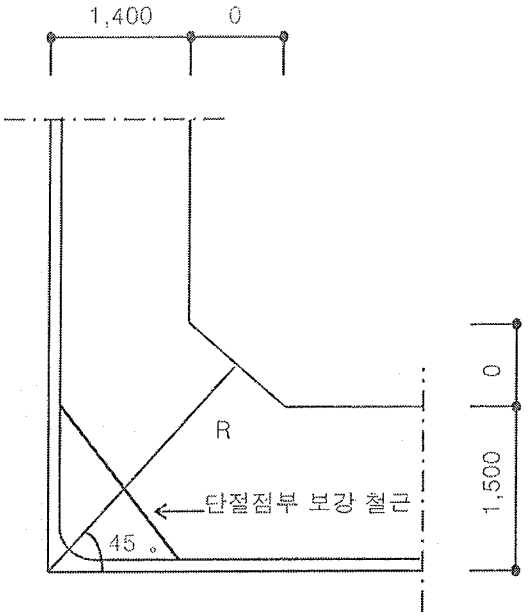
10,790 mm² > 10,029 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2333 = 1.52 m 이내에 배치

16.2 하부 단부



$$R = \sqrt{1500.0^2 + 1400.0^2} = 2{,}052 \text{ mm}$$

Mo = 2299.9 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$$fca = 0.13\sqrt{fck} = 0.13\sqrt{27} = 0.68 \text{ MPa}$$

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 2299.9 \times 10^6}{2{,}052 \times 1{,}000} = 2.731 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 2299.90 \times 10^6}{2{,}051.828 \times 180} = 12{,}454 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As =	1단	H 29 @	250	:	2,570	mm²
	2단	H 29 @	250	:	2,570	mm²
				합	5,139	mm²

As =	1단	H 25 @	125	:	4,054	mm²
	2단	H 25 @	125	:	4,054	mm²
				합	8,107	mm²

13,246 mm² < 12,454 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2052 = 1.33 m 이내에 배치

7. 배력철근 산정

* 배력철근 계산

① T = 1,400 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.400 m²

필요 배력철근량 :

단면적의 0.002 = 0.0020 x 1.400 = 2800.0 ㎟

0.0015hb = 0.0015 x 1.200 x 1.000 = 1800.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.0 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.0 ㎟

1986.0 ㎟ --- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 4200 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

② T = 1,500 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.500 m²

단면적의 0.002 : 0.0020 x 1.500 = 3000.000 ㎟ (≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]

0.0015hb = 0.0015 x 1.200 x 1.000 = 1800.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.000 ㎟

1986.000 ㎟ --- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 4500 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

③ T = 600 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 0.600 m²

단면적의 0.002 : 0.0020 x 0.600 = 1200.000 ㎟ 이상

0.0015hb = 0.0015 x 0.600 x 1.000 = 900.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 300 = 662.000 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.000 ㎟

1324.000 ㎟ --- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 1800 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

④ T = 500 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 0.500 m²

단면적의 0.002 : 0.0020 x 0.500 = 1000.000 ㎟ 이상

0.0015hb = 0.0015 x 0.500 x 1.000 = 750.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 300 = 662.000 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.000 ㎟

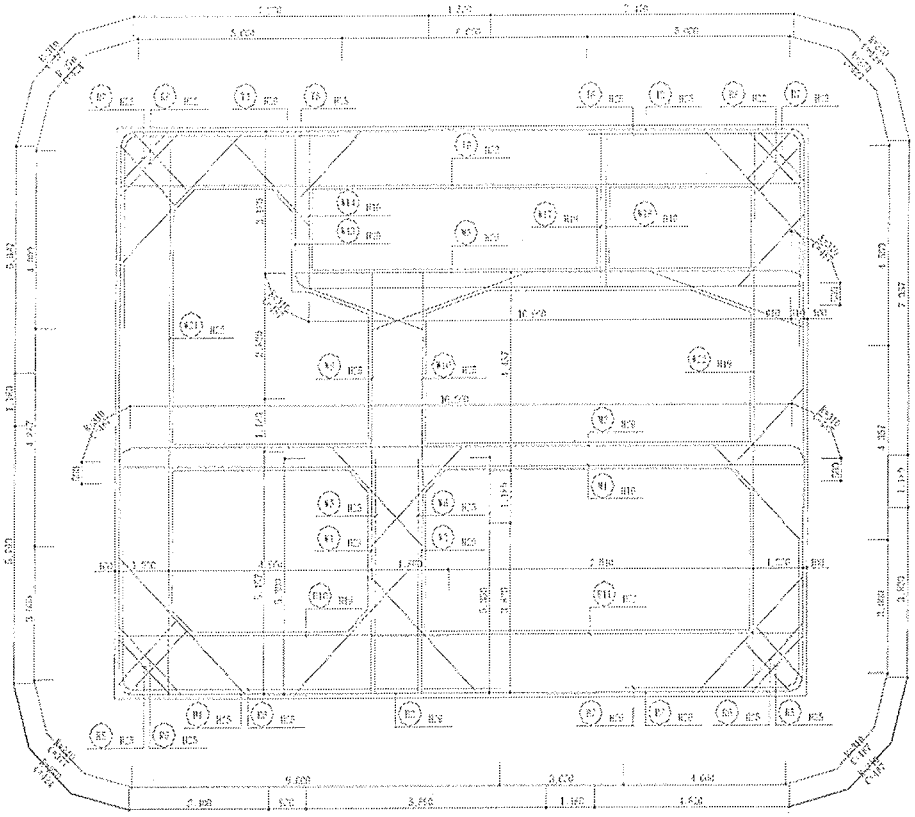
1324.000 ㎟ --- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 1500 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

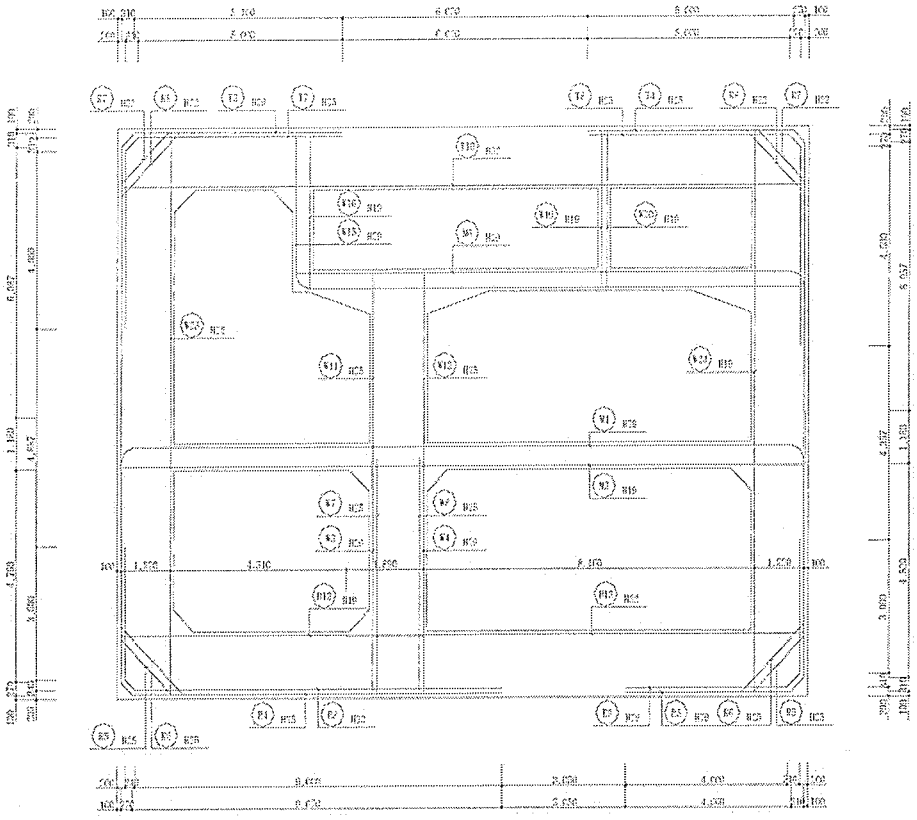
* 수축 및 온도철근 단면적은 단위 m당 1,800㎟ 보다 크게 취할 필요는 없다. --- 콘.설 P109

17. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



2.4 집수정 연결단면 J-J

▨ 구조 설계 요약

◇ 모멘트 = kN·m 전단력 = kN

구 조 계 산 서										
부 재		작용력(모멘트)		작용력(전단력)		저 항 력		안전율		사용철근량
		상 시	지 진 시	상 시	지 진 시	모멘트	전단력	모멘트	전단력	
상부슬래브	좌측단부	345.0	416.3	1131.9	977.1	694.77	1877.09	1.67	1.66	H16@125
	우측단부	912.7	2600.7	1067.1	1265.0	3250.82	1877.09	1.25	1.48	25@125,H25@12
	중앙부	2322.9	1972.2	325.8	609.5	2731.88	857.37	1.18	1.41	H32@125
하부슬래브	좌측단부	1352.8	3739.7	1646.1	1339.1	3969.11	2021.49	1.06	1.23	29@125,H25@12
	우측단부	3120.1	3811.7	1747.5	1356.6	4404.77	2021.49	1.16	1.16	29@125,H29@12
	중앙부	1643.2	1822.7	613.1	784.8	2947.91	922.32	1.62	1.18	H32@125
벽체 (좌측)	3층 슬래브 지점부	1788.7	1313.8	1296.7	978.8	2228.22	1905.98	1.25	1.47	H29@125
중간슬래브1	상면	1085.9	1153.8	460.0	461.8	1219.28	597.56	1.06	1.29	H25@125
	하면	785.2	765.4	399.3	414.5	805.00	534.25	1.03	1.29	H32@125
중간슬래브2	좌측단부	420.1	665.8	173.9	213.5	830.36	337.75	1.25	1.58	H29@125
	중앙부	170.3	276.9	53.3	108.5	389.66	337.75	1.41	3.11	H19@125
	우측단부	0.0	549.5	92.2	188.4	1529.29	597.56	2.78	3.17	H29@125

▣ 벽체검토 요약

부재명	B	H	dc	Mu	ΦMn	사용철근량	안전율
좌측벽체 3층 하단부	1000	1400	100	1258.90	7316.81	H19 - 8.0EA	5.81
좌측벽체 2층 중앙부	1000	1400	80	2302.40	5266.22	H25 - 8.0EA	2.29
좌측벽체 1층 하단부	1000	1400	150	2302.40	3597.92	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	1.56
우측벽체 상단부	1000	1400	150	1953.90	3302.34	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	1.69
우측벽체 중앙부	1000	1400	80	1953.90	6833.79	H25 - 8.0EA	3.50
우측벽체 하단부	1000	1400	150	1953.90	2961.15	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	1.52
내측벽체	1000	300	80	558.40	651.45	H25 - 8.0EA	1.17

1. 설계조건 (상 시)

1) 형　　식 : 철근 콘크리트

2) 기 초 형 식 : 직 접 기 초

3) 토 질 정 수 :

① 단 위 체 적 중 량	:	γs	= 19.00 kN/m³	(지하수 비고려시)
	:	$\gamma s'$	= 10.00 kN/m³	(지하수 고려시)
② 뒷채움재 내부마찰각	:	Φ	= 30 °	
③ 기초지반의 내부마찰각	:	Φ	= 42.4 °	
④ 기 초 부 N 치	:	N	= 50	
⑤ 토 압 계 수	:	정지토압계수 적용		
		Ko = 1 − sinΦ	= 1 − sin 30 =	0.500

4) 하 중

① 고정하중

* 철근 콘크리트 : γc = 25.00 kN/m³
* 무근 콘크리트 : γc = 23.50 kN/m³
* 포 장 , 아스팔트 : γc = 23.00 kN/m³

② 활 하 중 : DB-24 하중으로 충격을 포함시키며 토피에 따른 활하중(충격포함). L은 다음과 같다.

토피고(D,m)	노면활하중(Pv ℓ ,kN/㎡)	비　　고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

③ 수 압

단 위 체 적 중 량 : γw = 10.00 kN/m³

* 지하수위고 : GL = -1.00 m

5) 강도감소계수

* 휨 : Φf = 0.85

* 전 단 : Φv = 0.75

6) 사 용 재 료

① 콘 크 리 트 강 도 : fck = 27 MPa

② 콘크리트 탄성계수 : Ec = 26700 MPa --- 도.설 2.3.3

③ 철 근 항 복 강 도 : fy = 400 MPa

④ 철 근 탄성계수 : Es = 200000 MPa -- 콘.구 P67

7) 지진시 수평력

① 내진등급 : 1 등급

② 위험도계수 : 1.4

③ 지진구역 : 0.11

④ 가속도계수 : A = 0.154

⑤ 지반계수 : S = 1.2

⑥ 지진시 하중 : 응답변위법 적용

8) 설 계 방 법

① 안 정 성 검 토 : 극한강도 설계법

② 사 용 성 검 토 : 허용응력 설계법

처 짐 검 토

균 열 검 토

피 로 응 력 검 토

③ 설계피복두께(㎜)

	슬래브	벽체	기초	중간 슬래브	비 고
내 벽	80	80	80	80	
외 벽	100	100	100(100)	80	( ) 버림콘크리트 시공시

9) 참 고 서 적

① 도로교설계기준 [2010] ------ 국토해양부

② 도로교설계기준 · 해설 [2008] ------ 건설교통부

③ 콘크리트구조기준 [2012] ------ 국토해양부

④ 도로설계편람 ------ 건설교통부

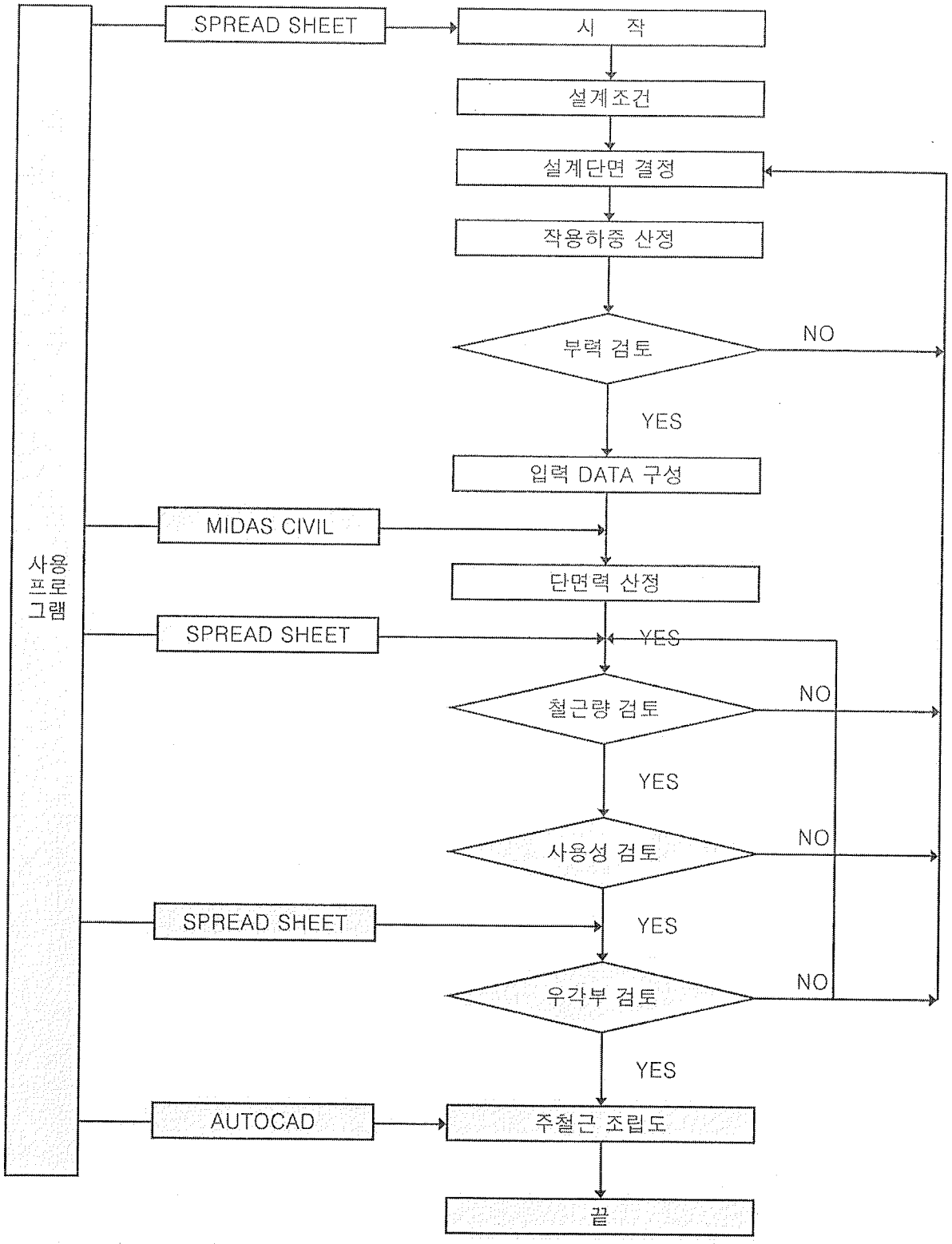
⑤ 지중구조물의 내진설계 ------ 한국지진공학회

⑥ 구조물 기초설계기준 · 해설 [2009] ------ 건설교통부

10) 사용 프로그램

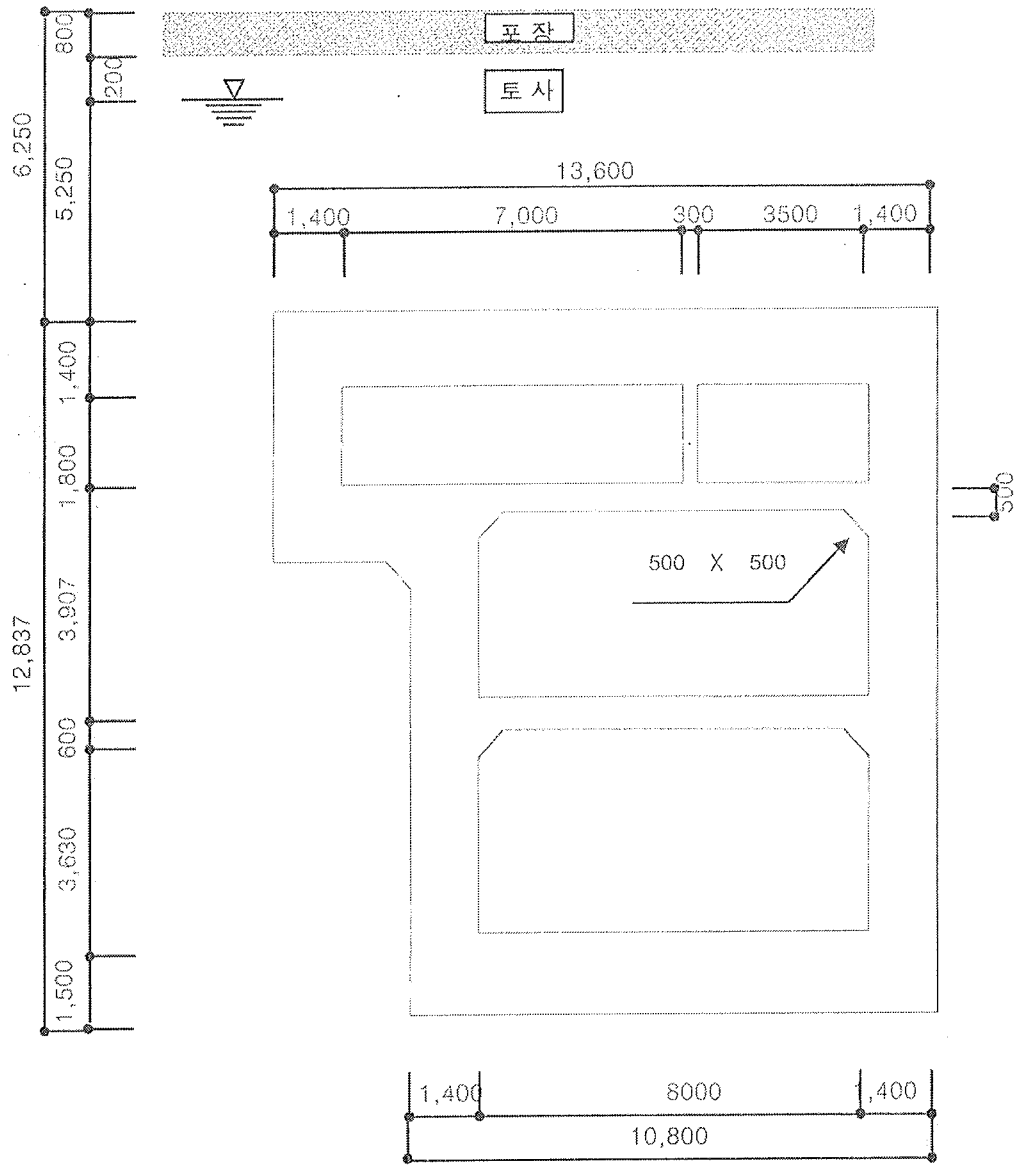
- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

11) 설계흐름도



2. 단면가정

철근 콘크리트 연장 3.5 m



3. 하 중

1) 고정하중 - 자 중

①	상부슬라브	:	1.400	x	13.60	x	25.00				=	476.000	kN
②	측벽	:	1.400	x	12.84	x	25.00	x	2 ea		=	898.590	kN
③	하부슬라브	:	1.500	x	10.80	x	25.00				=	405.000	kN
④	헌치	:	0.500	x	0.500	x	1/2	x	25.00	x 5 ea	=	15.625	kN
⑤	중간슬라브	:	0.600	x	8.00	x	25.00				=	120.000	kN
			0.500	x	10.80	x	25.00				=	135.000	kN
⑥	우각부	:	1.400	x	1.40	x	25.00				=	49.000	kN
											Σ =	2099.215	KN

2) 연직토압(Hv)

① 지하수 없을때 (CASE-1)

· 포장층 :	1.0	x	0.800	x	23.000	=	18.400 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	5.450	x	19.000	=	103.550 kN/㎡
					∑ Wt1	=	121.950 kN/㎡

- 하부반력산정 : 121.950 KN

② 지하수 있을때 (CASE-2)

· 포장층 :	1.0	x	0.800	x	23.000	=	18.400 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	0.200	x	19.000	=	3.800 kN/㎡
· 수중토사 :	1.0	x	5.250	x	10.000	=	52.500 kN/㎡
					∑ Wt2	=	74.700 kN/㎡

- 하부반력산정 : 74.700 KN

3) 노면 활하중 (CASE-3)

- 토피 / B ≥ 0.5

토피고(D.m)	노면활하중(Pv ℓ .kN/㎡)	비 고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

노면 활하중 : = 15.00 kN/㎡

하부반력산정 : = 15.00 kN/㎡

4) 노면 활하중에 의한 측벽 토압

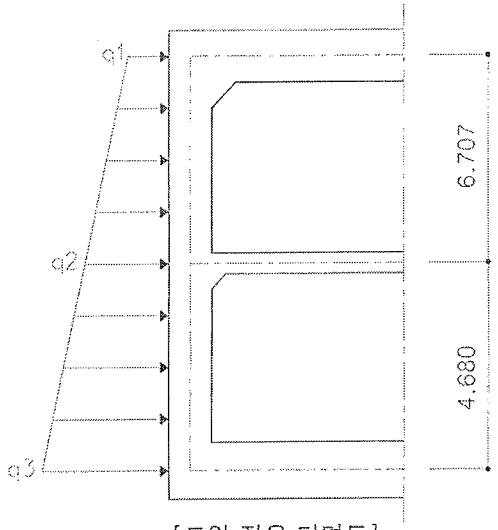
PvL x Ko = 15.000 x 0.500 = 7.500 kN/㎡

5) 군중하중

5.000 kN/㎡

6) 토 압

* 정지토압계수 Ko = 1 - sin 30 = 0.500



[토압 작용 단면도]

(1) 지하수 비고려시 (CASE-4)

q1 = 0.500 x (0.800 x 23.00 + 6.150 x 19.00) = 67.625 kN/㎡

q2 = 67.625 + 0.500 x 6.707 x 19.00 = 131.342 kN/㎡

q3 = 131.34 + 0.500 x 4.680 x 19.00 = 175.802 kN/㎡

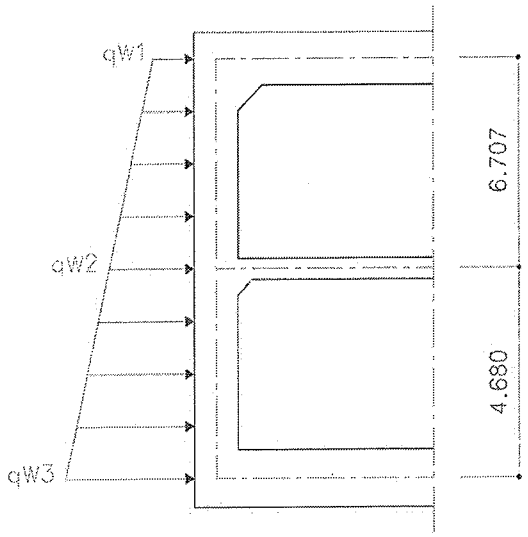
(2) 지하수 고려시 (CASE-5)

q1 = 0.500 x (0.800 x 23.00 + 0.200 x 19.00
+ 5.950 x 10.00) = 40.850 kN/㎡

q2 = 40.850 + 0.500 x 6.707 x 10.00 = 74.385 kN/㎡

q3 = 74.385 + 0.500 x 4.680 x 10.00 = 97.785 kN/㎡

7) 수 압



[수압 작용 단면도]

(1) 연직수압 - 상부슬래브 (CASE-6)

qwt1 = 5.250 x 10.000 = 52.500 kN/㎡

(2) 수평수압 - 벽 체 (CASE-7)

qw1 = 5.950 x 10.000 = 59.500 kN/㎡

qw2 = 59.500 + 6.707 x 10.000 = 126.570 kN/㎡

qw3 = 126.570 + 4.680 x 10.000 = 173.370 kN/㎡

(3) 연직수압 - 하부슬래브 (CASE-6)

qwb = 173.37 + 0.750 x 10.000 = 180.870 kN/㎡

8) 내부 활 하 중

BOX 내부 군중하중(지지력검토시) = 5 kN

9) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

10) 풍도하중

- 영업소 풍도의 풍하중 및 작업에 의한 하 = 5.000 kN/m²

8) 지지력 및 부력에 대한 안정성 검토 (사용하중 적용)

(1) 지하수 비고려시

* 상부 작용하중 (위하중 참조)

①	상부슬라브 :			=	476.000	kN
②	측벽 :			=	898.590	kN
③	하부슬라브 :			=	405.000	kN
④	헌치 :			=	15.625	kN
⑤	중간슬라브 :	120.00 +	135.00	=	255.000	KN
⑥	벽체 :	49.000 +	0.00	=	49.000	KN
-	연직하중 :	121.950 x	10.800	=	1317.060	kN
-	상부활하중 :	15.000 x	10.800	=	162.000	kN
-	내부활하중 :	5.000 x	8.000	=	40.000	kN
				Σ =	3618.275	kN

Qmax1 = 3618.275 / 10.800 = 335.025 kN/m²

(2) 지하수 고려시

①	상부슬라브 :			=	476.000	kN
②	측벽 :			=	898.590	kN
③	하부슬라브 :			=	405.000	kN
④	헌치 :			=	15.625	kN
⑤	중간슬라브 :			=	255.000	kN
⑥	벽체 :			=	49.000	KN
-	연직하중 :	74.700 x	10.800	=	806.760	KN
-	상부활하중 :			=	162.000	kN
-	내부활하중 :			=	40.000	kN
				Σ =	3107.975	kN

Qmax1 = 3107.975 / 10.800 = 287.775 kN/m²

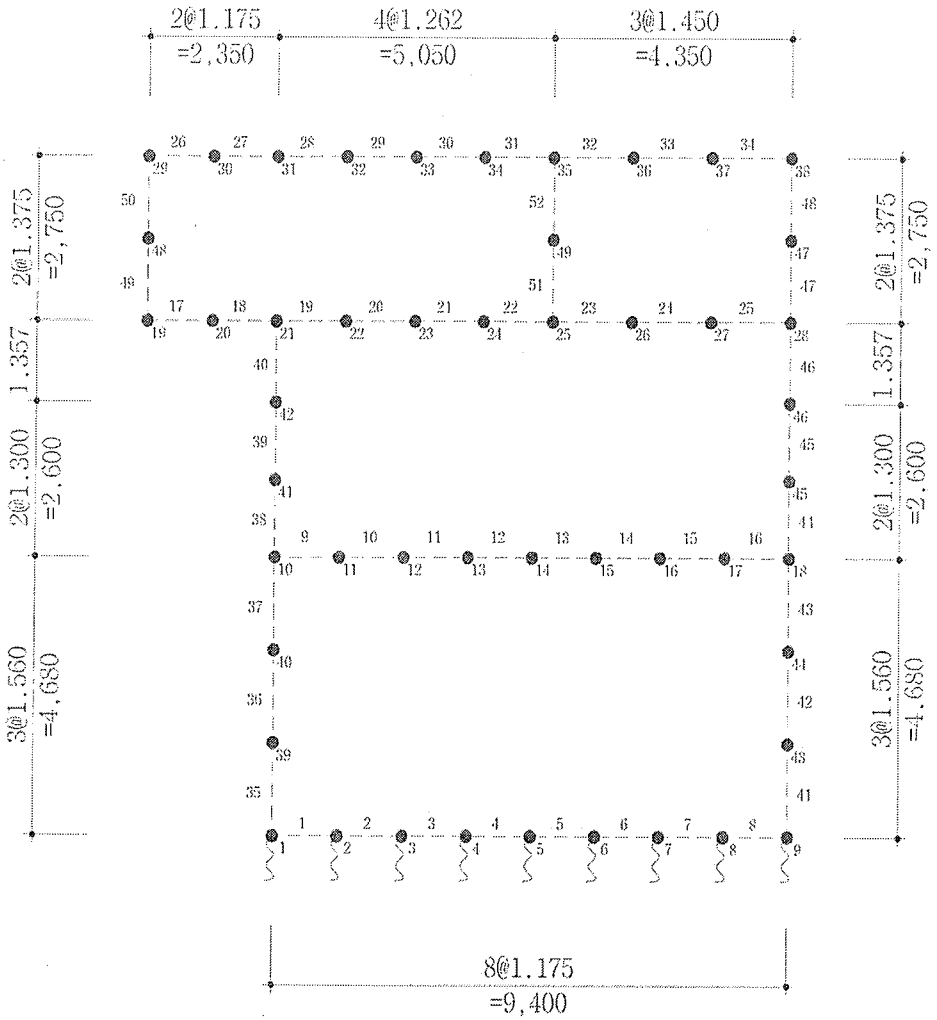
∵ Qmax = 335.025 kN/m²

(3) 지지력 판정

Qmax = 335.025 kN/m² < Qa = 671.050 kN/m² ---- O.K !

4. 입력 DATA

1) 모 델 링 (상시)



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.40	1.400	0.2286667	26700	28 ~ 34
측 벽	1.0	1.40	1.400	0.2286667	26700	35 ~ 48
	1.0	1.40	1.400	0.2286667	26700	49 ~ 50
하부슬래브	1.0	1.50	1.500	0.2812500	26700	1 ~ 8
중간 슬래브1	1.0	0.60	0.600	0.0180000	26700	9 ~ 16
중간 슬래브2	1.0	0.50	0.500	0.0104167	26700	19 ~ 25
벽 체	1.0	0.30	0.300	0.0022500	26700	51 ~ 52

3) 강역설정

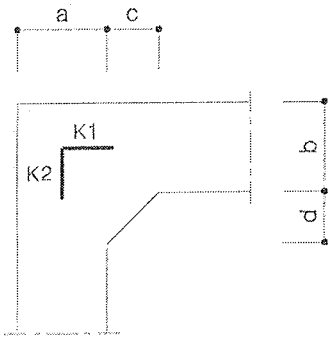
① 강역설정기준

CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

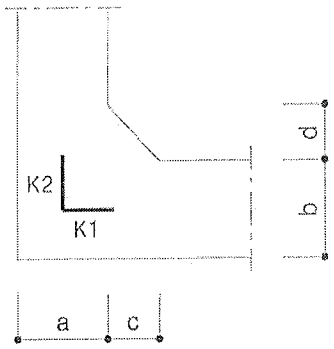
CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

② 강역설정



[상부 우각부]

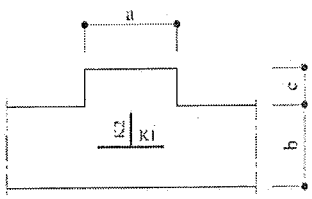
a =	1400	mm	c =	0	mm
b =	1400	mm	d =	0	mm
K1 =	350	mm	K2 =	350	mm



[하부 우각부]

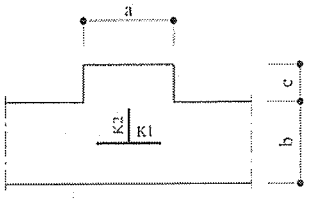
a =	1400	mm	c =	0	mm
b =	1500	mm	d =	0	mm
K1 =	325	mm	K2 =	400	mm

[중간 내벽 상단]



a =	1400	mm	c =	0	mm
b =	500	mm			
K1 =	575	mm	K2 =	0	mm

[중간 내벽 하단]



a =	1400	mm	c =	0	mm
b =	1500	mm			
K1 =	325	mm	K2 =	400	mm

5. 지반반력계수산정

1) 상 시 (연직지반 반력계수)

① 지반의 변형계수

Eo = 300000.0 KN/m²

② 연직방향 지반반력계수 (α = 1)

Kvo = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1 x 300000 = 1000000.000 KN/m²

③ 환산재하폭

$Bh = \sqrt{10.800 \times 3.500}$ = 6.148 m

④ 형상계수 : 암거폭의 정사각형의 지반반력계수 K를 산정후 암거폭과 연장에 따라 형상계수를 산출하여 적용. 형상계수가 1보다 클 경우 1을 적용.

β = (1 + B / L) / 2

= (1 + 10.800 / 3.5) / 1.5 = 2.724 > 1

∴ β = 1.0

⑤ 환산재하폭을 고려한 지반반력계수

Kv = β × Kvo x (Bv / 0)$^{-3/4}$

= 1.000 × 1000000 x (6 / 0)$^{-3/4}$ = 103820 kN/m³

Kz(1) =	#####	x	1.0	x (	1.400	/	2	+	1.175	/	2) =	133668 kN/m³
Kz(9) =	#####	x	1.0	x (	1.400	/	2	+	1.175	/	2) =	133668 kN/m³
Kz(2~8) =	#####	x	1.0	x (	1.175	/	2	+	1.175	/	2) =	121989 kN/m³

6. 하중조합

—— 콘.구 3.3.2

1) 하중조합

* 토피에 따른 보정 계수 산정

h ≤ 2m 에 대해서 α_H = 1.0

h > 2m 에 대해서 α_H = 1.05 - 0.025 h ≥ 0.875

∴ α_H = 0.894

(상 시)

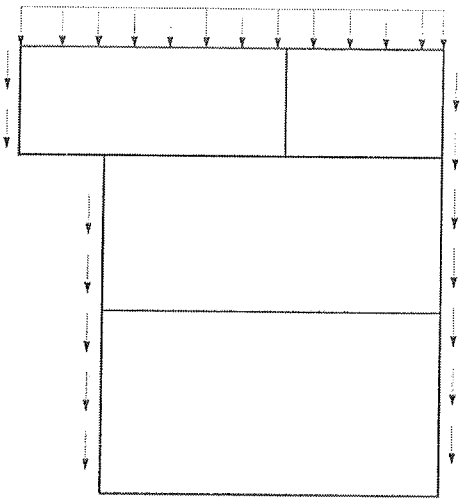
구 분		고정하중 (D)	활하중 (L)	토압 연직토압	토압 횡토압	수압 연직수압	수압 횡수압	건조수축	비 고
COMB 1	지하수 비고려시	1.2	1.6	1.43	1.6			1.2	3.3.2
COMB 2		1.2	1						3.3.3
COMB 3		1.2	1.6	1.43	0.8			1.2	3.3.6
COMB 4		0.9		0.9	1.6				3.3.7
COMB 5		0.9		0.9	0.8				3.3.7
COMB 6	지하수 고려시	1.2	1.6	1.43	1.6	1.43	1.6	1.2	3.3.2
COMB 7		1.2	1.6	1.43	0.8	1.43	0.8	1.2	3.3.6
COMB 8		0.9		0.9	1.6	0.9	1.6		3.3.7
COMB 9		0.9		0.9	0.8	0.9	0.8		3.3.7

* 사용하중 검토시 => 하중계수=1.0, 반토압계수=0.5 적용

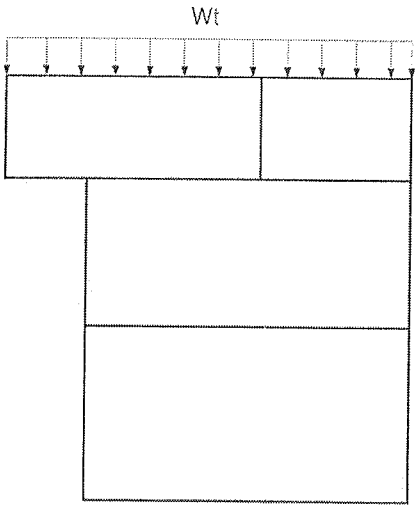
구 분		고정하중 (D)	활하중 (L)	토압 연직토압	토압 횡토압	수압 연직수압	수압 횡수압	건조수축	비 고
COMB 10	지하수 비고려시	1	1	1	1			1	3.3.2
COMB 11		1	1						3.3.3
COMB 12		1	1	1	0.5			1	3.3.6
COMB 13		0.9		0.9	1				3.3.7
COMB 14		0.9		0.9	0.5				3.3.7
COMB 15	지하수 고려시	1	1	1	1	1	1	1	3.3.2
COMB 16		1	1	1	0.5	1	0.5	1	3.3.6
COMB 17		0.9		0.9	1	0.9	1		3.3.7
COMB 18		0.9		0.9	0.5	0.9	0.5		3.3.7

7. 하중 재하도

1) 고정하중 (자 중) - PROGRAM 내에서 자동고려

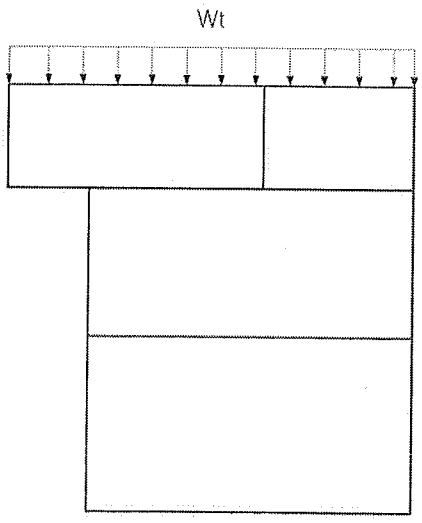


2) CASE 1 - 연 직 토 압 (지하수 비고려시)



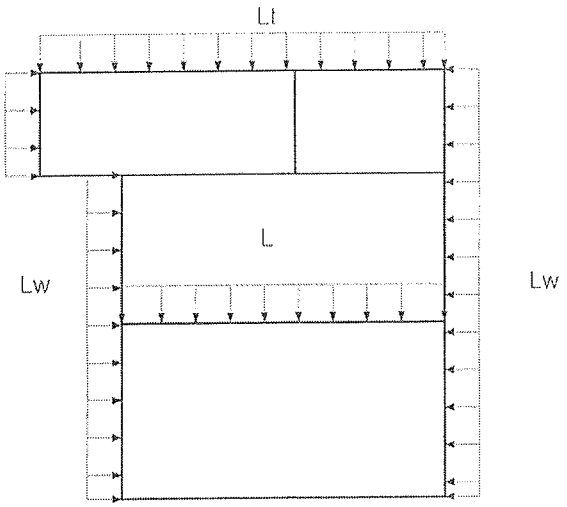
Wt = 121.95 kN/㎡

3) CASE 2 - 연 직 토 압 (지하수 고려시)



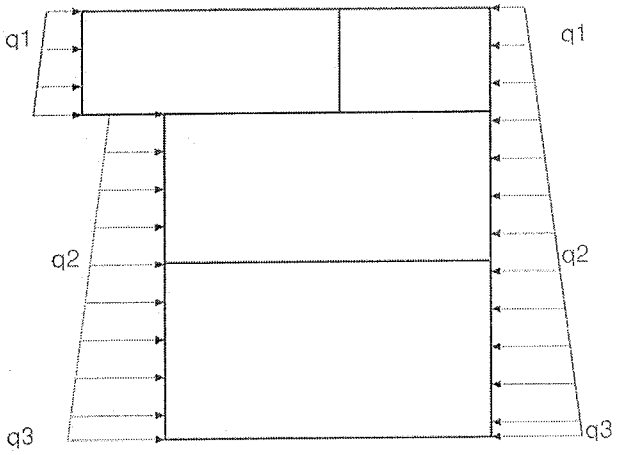
Wt = 74.70 kN/㎡

4) CASE 3 - 활 하 중 (노면 활하중)



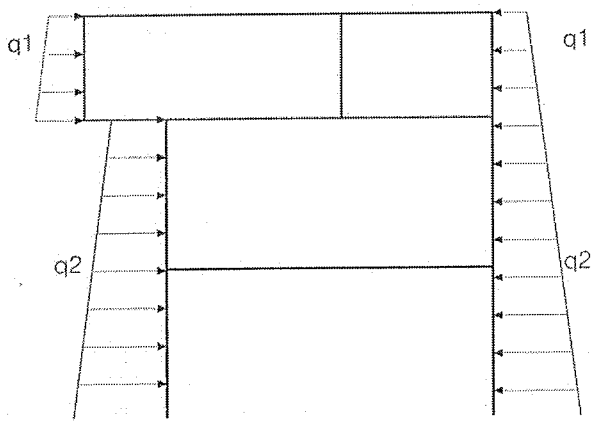
Lt	=	15.00	kN/㎡
Lw	=	7.50	kN/㎡
L	=	5.00	kN/㎡

5) CASE 4 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)



q1	=	67.63	kN/㎡
q2	=	131.34	kN/㎡
q3	=	175.80	kN/㎡

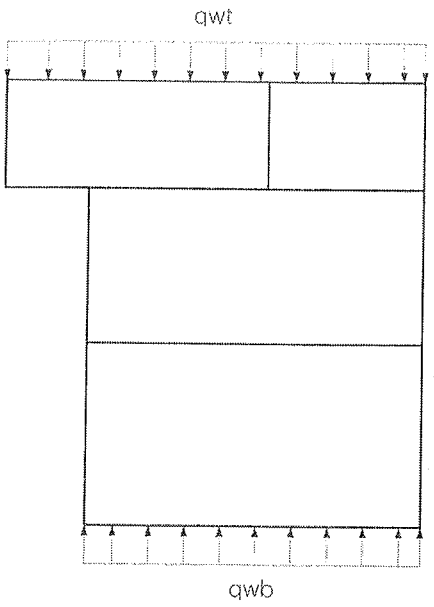
6) CASE 5 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



q1	=	40.85	kN/㎡
q2	=	74.39	kN/㎡
q3	=	97.79	kN/㎡



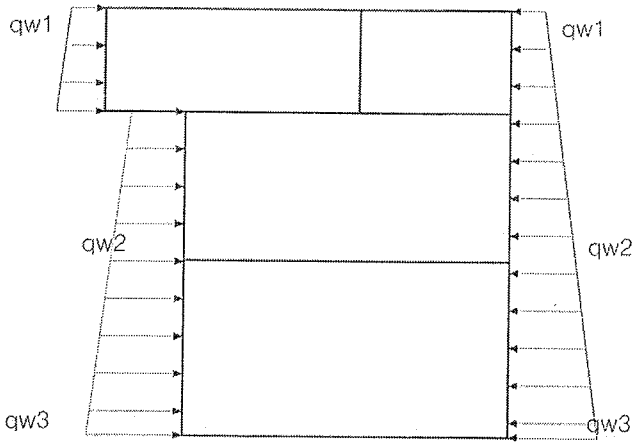
7) CASE 6 - 연 직 수 압



qwt = 52.50 kN/㎡

qwb = 180.87 kN/㎡

8) CASE 7 - 횡 수 압

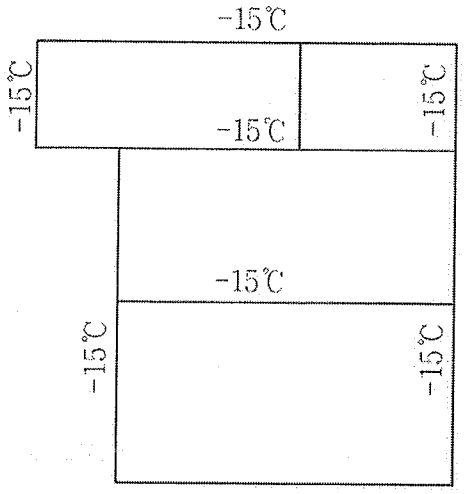


qw1 = 59.50 kN/㎡

qw2 = 126.57 kN/㎡

qw3 = 173.37 kN/㎡

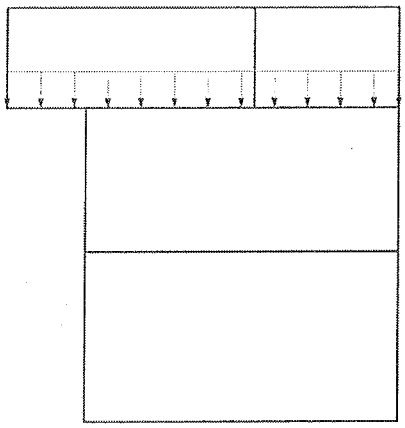
9) CASE 8 - 건 조 수 축



건조수축

15 ℃

10) CASE 9 - 풍도하중



풍도하중

W = 5.00 kN/㎡

8. 설계조건 (지진시)

1) 설계조건 및 적용계수

① 내진적용등급 : 내진 1 등급 - 지역계수 : 1 구역

응답변위법에 의한 해석

지반종류(상부 30m 에 대한 평균 지반 특성) : Sc- 보통암지반

γt : 20.0 kN/m^3

② 위험도계수(I)

재현주기(년)	50	100	200	500	1000
위험도계수	0.4	0.57	0.73	1	1.4

④ 지진구역계수(Z)

지진구역	1구역	2구역	비고
구역계수, Z(g값)	0.11	0.07	

⑤ 지진계수

구분	Ca	Cv
지반종류	Sc	Sc
지진계수	0.13	0.18

⑥ 지층별 평균 N치

구분	N 값	구분	N 값
성토제	0	풍화토	5
매립토	0	풍화암	50
퇴적토	0	연암	50

2) 구조물 제원 및 상재토 제원

⑦ 구조물 제원

상부슬라브의 중심축 위치 : 6.950 m 중간슬래브의 중심축 위치 : 11.857 m

하부슬라브의 중심축 위치 : 18.337 m

구조물이 위치한 층의 N치 : 50

구조물 저판폭 : 10.800 m 구조물 연장 : 3.500 m

구조물 높이 : 12.837 m

구조물 두께 : (상부슬래브) 1.400 m (측 벽 -1) 1.400 m (중간슬래브) 0.600 m

(측 벽 -2) 1.400 m (하부슬래브) 1.500 m

⑧ 상재토 제원

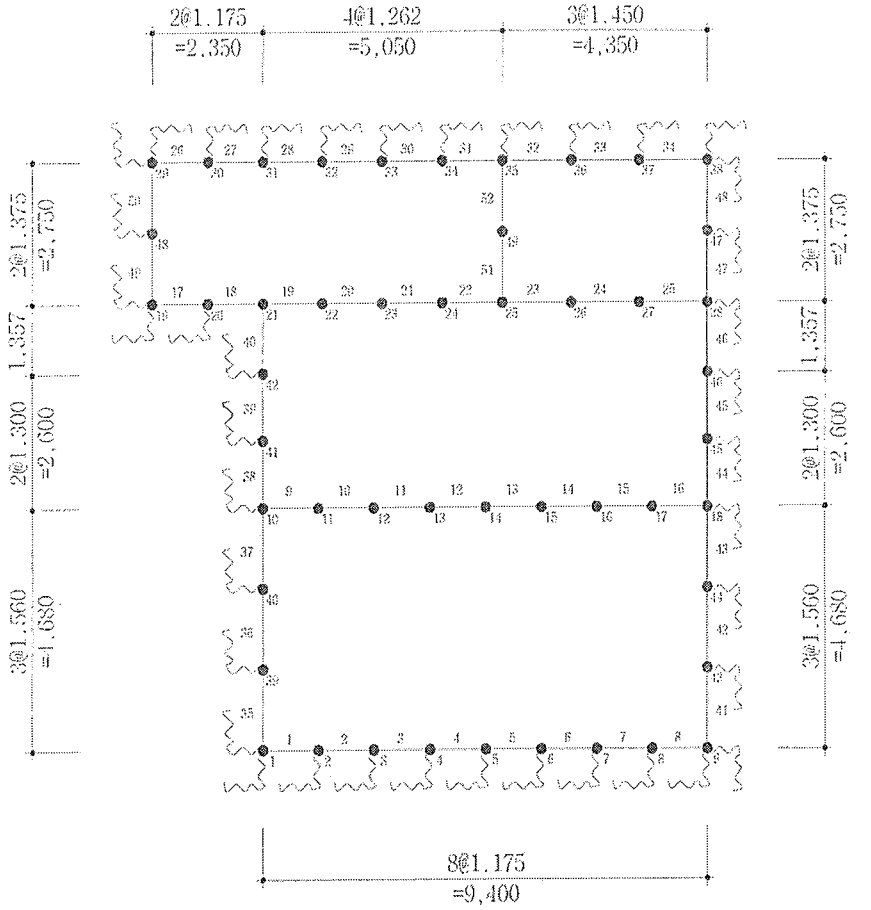
포장두께	0.800	m
입도조정	0.000	m
보조기층	0.000	m
동방층	0.000	m
토사층	5.450	m
전체토피	6.250	m

내부마찰각 30 °

9. 입력 DATA

1) 모 델 링 (지진시)

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발신감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.40	1.400	0.2286667	26700	28 ~ 34
측 벽	1.0	1.40	1.400	0.2286667	26700	35 ~ 48
	1.0	1.40	1.400	0.2286667	26700	49 ~ 50
하부슬래브	1.0	1.50	1.500	0.2812500	26700	1 ~ 8
중간 슬래브1	1.0	0.60	0.600	0.0180000	26700	9 ~ 16
중간 슬래브2	1.0	0.50	0.500	0.0104167	26700	19 ~ 25
벽 체	1.0	0.30	0.300	0.0022500	26700	51 ~ 52

10. 지반반력계수산정

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 풍화토 N= 5

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) 80 × 5 $^{1/3}$ = 136.8 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × V(0.8 × 136.8 = 109.44 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 20.0 / 9.81 × 109.4 ^{2} = 24418.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.33) × 24418.0 = 64951.88 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) 80 × 5 $^{1/3}$ = 136.8 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × V(0.5 × 136.8 = 68.4 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 20.0 / 9.81 × 68.4 ^{2} = 9538.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.33) × 9538.0 = 25371.08 kN/m²

(2) 풍화암 N= 50

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × V(0.8 × 294.7 = 235.76 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 21.0 / 9.81 × 235.8 ^{2} = 118985.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.3) × 118985.0 = 309361 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × V(0.5 × 294.7 = 147.4 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 21.0 / 9.81 × 147.4 ^{2} = 46510.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.3) × 46510.0 = 120926 kN/m²

(3) 연암 N= 50

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × V(0.8 × 294.7 = 235.76 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 23.0 / 9.81 × 235.8 ^{2} = 130316.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.25) × 130316.0 = 325790 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × V(0.5 × 294.7 = 147.4 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 23.0 / 9.81 × 147.4 ^{2} = 50939.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.25) × 50939.0 = 127347.5 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 풍화토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.80 × 3.50) = 6.148 m

Kvo = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 64951.88 = 216506.27 kN/m³

Kv = 216506.27 × (10.8 / 0.3)^(-3 / 4) = 22477.71 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 22477.71 = 7492.57 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 풍화암

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.80 × 3.50) = 6.148 m

Kvo = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 309361 = 1031203.33 kN/m³

Kv = 1031203.33 × (10.8 / 0.3)^(-3 / 4) = 107059.65 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 107059.65 = 35686.55 kN/m³

(3) 측벽 : 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.84 × 3.50) = 6.703 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 64951.88 = 216506.27 kN/m³

Kh = 216506.27 × (12.837 / 0.3)^(-3 / 4) = 21067.45 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 21067.45 = 7022.48 kN/m³

(4) 측벽 : 풍화암

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.84 × 3.50) = 6.703 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 309361 = 1031203.33 kN/m³

Kh = 1031203.33 × (12.837 / 0.3)^(-3 / 4) = 100342.73 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 100342.73 = 33447.58 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

Kv(29)=	22478	x (	1.400	/	2	+	1.175	/	2	) =	28940 kN/m³
Kvs(29)=	7493	x (	1.400	/	2	+	1.175	/	2	) =	9647 kN/m³
Kv(30~34)=	22478	x (	1.262	/	2	+	1.262	/	2	) =	28367 kN/m³
Kvs(30~34)	7493	x (	1.262	/	2	+	1.262	/	2	) =	9456 kN/m³
Kv(35~37)=	22478	x (	1.450	/	2	+	1.450	/	2	) =	32593 kN/m³
Kvs(35~37)	7493	x (	1.450	/	2	+	1.450	/	2	) =	10864 kN/m³
Kv(38)=	22478	x (	1.450	/	2	+	1.400	/	2	) =	32031 kN/m³
Kvs(38)=	7493	x (	1.450	/	2	+	1.400	/	2	) =	10677 kN/m³

- 측 벽

Kh(29,38)=	21067	x (	1.400	/	2	+	1.375	/	2	) =	29231 kN/m³
Khs(29,38)=	7022	x (	1.400	/	2	+	1.375	/	2	) =	9744 kN/m³
(h(41,42,19,48)=	21067	x (	1.375	/	2	+	1.375	/	2	) =	28968 kN/m³
hs(41,42,19,48)	7022	x (	1.375	/	2	+	1.375	/	2	) =	9656 kN/m³
(h(45,46,28,47)=	21067	x (	1.375	/	2	+	1.375	/	2	) =	28968 kN/m³
hs(45,46,28,47)	7022	x (	1.375	/	2	+	1.375	/	2	) =	9656 kN/m³
39,40,10,43,44,	100343	x (	1.560	/	2	+	1.560	/	2	) =	156535 kN/m³
39,40,10,43,44,	33448	x (	1.560	/	2	+	1.560	/	2	) =	52178 kN/m³
Kh(1,9)=	100343	x (	1.560	/	2	+	1.500	/	2	) =	153524 kN/m³
Khs(1,9)=	33448	x (	1.560	/	2	+	1.500	/	2	) =	51175 kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,9)=	107060	x (	1.400	/	2	+	1.175	/	2	) =	137839 kN/m³
Kvs(1,9)=	35687	x (	1.400	/	2	+	1.175	/	2	) =	45946 kN/m³
Kv(2~8)=	107060	x (	1.175	/	2	+	1.175	/	2	) =	125795 kN/m³
Kvs(2~8)=	35687	x (	1.175	/	2	+	1.175	/	2	) =	41932 kN/m³

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 풍화토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.80 × 3.50) = 6.148 m

Kvo = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 25371.08 = 84570.27 kN/m³

Kv = 84570.27 × (10.8 / 0.3)^(-3 / 4) = 8780.10 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 8780.10 = 2926.70 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 풍화암

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.80 × 3.50) = 6.148 m

Kvo = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 120926 = 403086.67 kN/m³

Kv = 403086.67 × (10.8 / 0.3)^(-3 / 4) = 41848.51 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 41848.51 = 13949.50 kN/m³

(3) 측벽 : 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.84 × 3.50) = 6.703 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 25371.08 = 84570.27 kN/m³

Kh = 84570.27 × (12.837 / 0.3)^(-3 / 4) = 8229.23 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kv = 1/3.0 × 8229.23 = 2743.08 kN/m³

(4) 측벽 : 풍화암

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.84 × 3.50) = 6.703 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 120926 = 403086.67 kN/m³

Kh = 403086.67 × (12.837 / 0.3)^(-3 / 4) = 39222.93 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kv = 1/3.0 × 39222.93 = 13074.31 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

Kv(29)=	8780	x (	1.400	/	2	+	1.175	/	2	) = 11304 kN/m³
Kvs(29)=	2927	x (	1.400	/	2	+	1.175	/	2	) = 3768 kN/m³
Kv(30~34)=	8780	x (	1.262	/	2	+	1.262	/	2	) = 11080 kN/m³
Kvs(30~34)	2927	x (	1.262	/	2	+	1.262	/	2	) = 3693 kN/m³
Kv(35~37)=	8780	x (	1.450	/	2	+	1.450	/	2	) = 12731 kN/m³
Kvs(35~37)	2927	x (	1.450	/	2	+	1.450	/	2	) = 4244 kN/m³
Kv(38)=	8780	x (	1.450	/	2	+	1.400	/	2	) = 12512 kN/m³
Kvs(38)=	2927	x (	1.450	/	2	+	1.400	/	2	) = 4171 kN/m³

- 측 벽

Kh(29,38)=	8229	x (	1.400	/	2	+	1.375	/	2	) = 11418 kN/m³
Khs(29,38)=	2743	x (	1.400	/	2	+	1.375	/	2	) = 3806 kN/m³
<h(41,42,19,48)=	8229	x (	1.375	/	2	+	1.375	/	2	) = 11315 kN/m³
.hs(41,42,19,48)	2743	x (	1.375	/	2	+	1.375	/	2	) = 3772 kN/m³
<h(45,46,28,47)=	8229	x (	1.375	/	2	+	1.375	/	2	) = 11315 kN/m³
.hs(45,46,28,47)	2743	x (	1.375	/	2	+	1.375	/	2	) = 3772 kN/m³
39,40,10,43,44,'	39223	x (	1.560	/	2	+	1.560	/	2	) = 61188 kN/m³
39,40,10,43,44,	13074	x (	1.560	/	2	+	1.560	/	2	) = 20396 kN/m³
Kh(1,9)=	39223	x (	1.560	/	2	+	1.500	/	2	) = 60011 kN/m³
Khs(1,9)=	13074	x (	1.560	/	2	+	1.500	/	2	) = 20004 kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,9)=	41849	x (	1.400	/	2	+	1.175	/	2	) = 53880 kN/m³
Kvs(1,9)=	13950	x (	1.400	/	2	+	1.175	/	2	) = 17960 kN/m³
Kv(2~8)=	41849	x (	1.175	/	2	+	1.175	/	2	) = 49172 kN/m³
Kvs(2~8)=	13950	x (	1.175	/	2	+	1.175	/	2	) = 16391 kN/m³

11. 지진력 산정

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ	Tg'(sec)	
		기능수행	붕괴방지	kN/m³	기능수행수준	붕괴방지수준
풍화토	10.900	109.438	68.399	19.000	0.398	0.637
풍화암	10.100	235.778	147.361	20.000	0.171	0.274
연암	9.000	235.778	147.361	23.000	0.153	0.244
계	30.000	189.875	118.672		0.722	1.156

■ 지반의 특성값(Tg) = 1.25 × Tg'

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25 × 0.722 = 0.903	1.25 × 1.156 = 1.445

2) 튕제주기(Ts)

■ Ts = Cv / (2.5 × Ca), To = 0.2 × Ts

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	0.18 / (2.5 × 0.13) = 0.554	0.18 / (2.5 × 0.13) = 0.554
To(sec)	0.2 × 0.554 = 0.111	0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1 - 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667
VSDi	152.000	79.000

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

지표면~기반암의 두께	전단파속도	기능수행수준		붕괴방지수준	
H (m)	Vs(m/sec)	H/Vs	G_D	H/Vs	G_D
30.000	189.875 , 118.672	0.15800	47151	0.25280	12737

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg $Sa = \frac{0.18 \times 9.8 \times 0.57 \times 0.800}{0.903} = 0.891$
붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg $Sa = \frac{0.18 \times 9.8 \times 1.4 \times 0.667}{1.445} = 1.139$

5) 속도 응답스펙트럼(Sv)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = (Tg / 2π) × Sa $\frac{0.903 \times 0.891}{2 \times \pi} = 0.128$	Sv = (Tg / 2π) × Sa $\frac{1.445 \times 1.139}{2 \times \pi} = 0.262$

6) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 심도 = 6.950 m
- 하부슬래브 심도 = 18.337 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

① 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.903 \times \cos(\pi \times 6.950 / (2 \times 30.0))$

$= 0.02189$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.903 \times \cos(\pi \times 18.337 / (2 \times 30.0))$

$= 0.01343$

② 붕괴방지 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.445 \times \cos(\pi \times 6.950 / (2 \times 30.0))$

$= 0.07169$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.445 \times \cos(\pi \times 18.337 / (2 \times 30.0))$

$= 0.04399$

Po = Ksb,top × (U(Zu) - U(Zb))

기능수행수준							
Po =	7492.57	× (	0.02189	-	0.01343	) =	63.37 kN/m²
붕괴방지수준							
Po =	2926.70	× (	0.07169	-	0.04399	) =	81.078 kN/m²

7) 측벽 지반변위 하중

① 지반의 변위진폭 산정 Uh(z)

② 지진시 수평하중

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot Sv \cdot Tg \cdot \cos\frac{\pi z}{2H}$$

구분	z(m)	기능수행수준			붕괴방지수준		
		Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)	Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)
q1	6.950	0.0219	0.0083	173.92	0.0717	0.0270	222.52
q2	8.325	0.0212	0.0076	160.09	0.0695	0.0249	204.83
q3	9.700	0.0205	0.0068	143.95	0.0670	0.0224	184.17
q4	11.075	0.0196	0.0060	125.57	0.0642	0.0195	160.66
q5	12.450	0.0186	0.0050	105.05	0.0610	0.0163	134.41
q6	13.825	0.0175	0.0039	82.50	0.0575	0.0128	105.55
q7	15.385	0.0162	0.0026	260.07	0.0531	0.0085	332.98
q8	16.760	0.0150	0.0013	133.93	0.0490	0.0044	171.47
q9	18.135	0.0136	0.0000	0.00	0.0447	0.0000	0.00

8) 주면 전단력

① 기능수행수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 18.59$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 48.64$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 33.61$$

② 붕괴방지수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 16.45$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 43.04$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 29.74$$

여기서 ,Vu : 지진시 상판에 작용하는 주면전단력(kN/㎡)　Sv : 기반면에서의 지진계수당 응답속도(m/sec)

Vb : 지진시 저판에 작용하는 주면전단력(kN/㎡)　G_D : 지반의 동적전단 탄성계수

Vs : 지진시 측벽에 작용하는 주면전단력(kN/㎡)

9) 구체 관성력

지진시 자체 중량에 의한 관성력는

- $fi = Ai \times rcon'c \times Khu \times (1 - 0.015 \times Zi)$
- 콘크리트 단위중량 = 25.0 kN/m^3
- Khu(기능수행수준) = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- Khu(붕괴방지수준) = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

- 상부슬래브

① 기능수행수준

fu = 1.400 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 6.95)
= 2.320 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 1.400 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 6.95)
= 5.710 kN/m

- 하부슬래브

① 기능수행수준

fb = 1.500 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 18.34)
= 2.010 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 1.500 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 18.34)
= 4.950 kN/m

- 측벽

① 기능수행수준

fu = 1.400 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 12.64)
= 2.100 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 1.400 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 12.64)
= 5.160 kN/m

- 중간슬래브

① 기능수행수준

fu = 0.600 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 11.86)
= 0.910 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 0.600 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 11.86)
= 2.240 kN/m

12. 하중조합 및 하중재하도(지진시)

---- 콘.구 3.3.2

12.1 하중조합

1) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.400
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.400
LC3	0.900	0.900		1.000		1.400
LC4	0.900	0.900		0.500		1.400

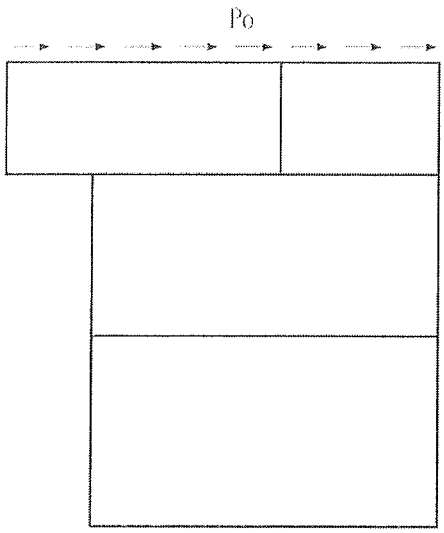
2) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000
LC3	0.900	0.900		1.000		1.000
LC4	0.900	0.900		0.500		1.000

12.2. 하중 재하도 (지진시)

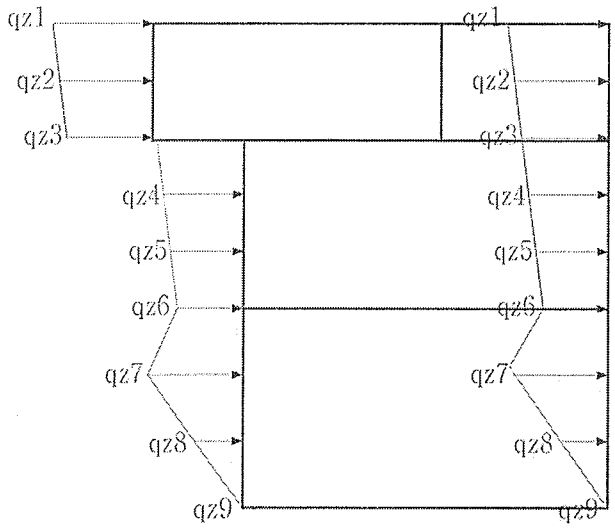
* 연직하중(지하수 무시), 활하중은 (상시) 참조

1) CASE 1 - 상부슬래브 지반변위 하중(기능수행수준)



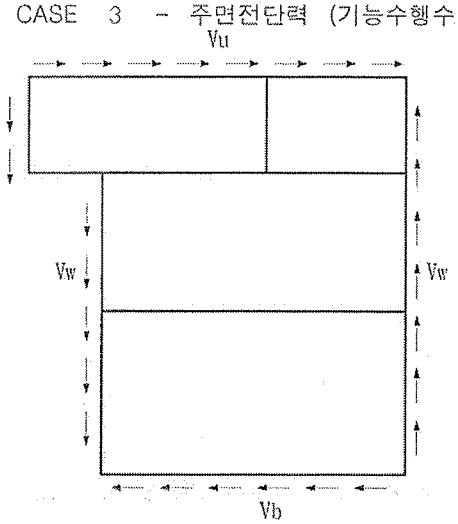
Po = 63.37 kN/㎡

2) CASE 2 - 측벽 지반변위 하중 (기능수행수준)



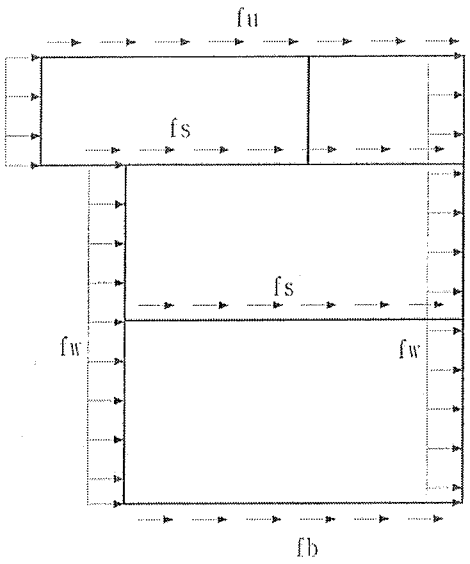
qz1 = 173.92 kN/㎡
qz2 = 160.09 kN/㎡
qz3 = 143.95 kN/㎡
qz4 = 125.57 kN/㎡
qz5 = 105.05 kN/㎡
qz6 = 82.50 kN/㎡
qz7 = 260.07 kN/㎡
qz8 = 133.93 kN/㎡
qz9 = 0.00 kN/㎡

3) CASE 3 - 주면전단력 (기능수행수준)



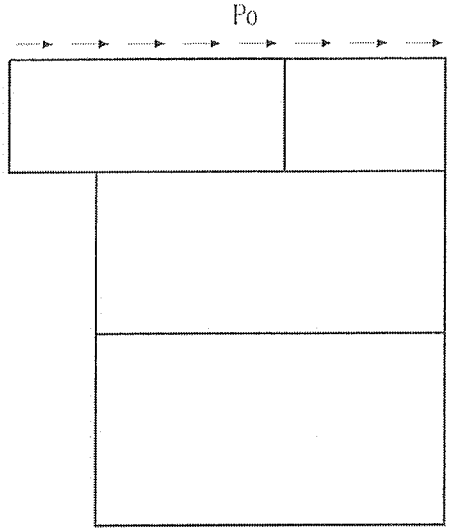
Vu = 18.59 kN/㎡
Vb = 48.64 kN/㎡
Vw = 33.61 kN/㎡

4) CASE 4 - 관성력 (기능수행수준)



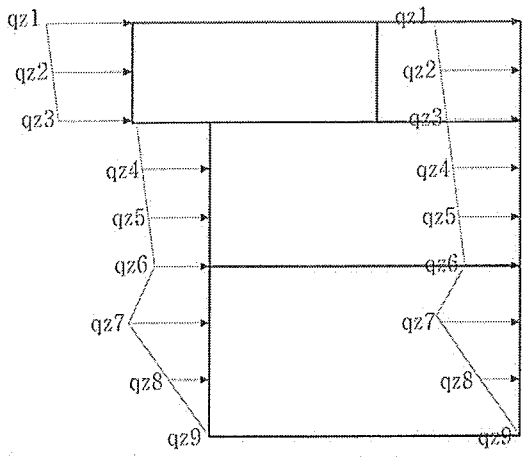
fu	=	2.32	kN/m
fb	=	2.01	kN/m
fw	=	2.10	kN/m
fs	=	0.91	kN/m

5) CASE 5 - 상부슬래브 지반변위 하중(붕괴방지수준)



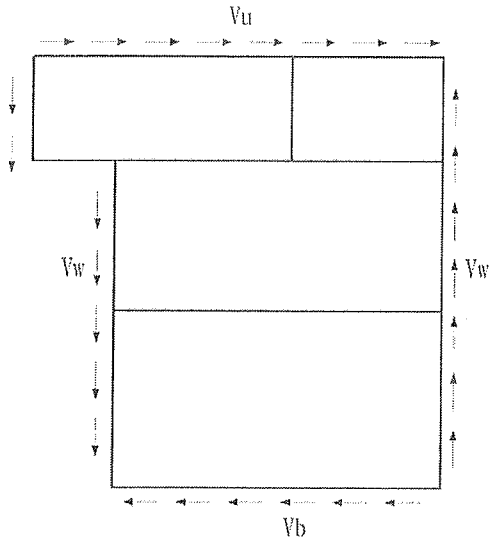
Po	=	81.08	kN/㎡

6) CASE 6 - 측벽 지반변위 하중 (붕괴방지수준)



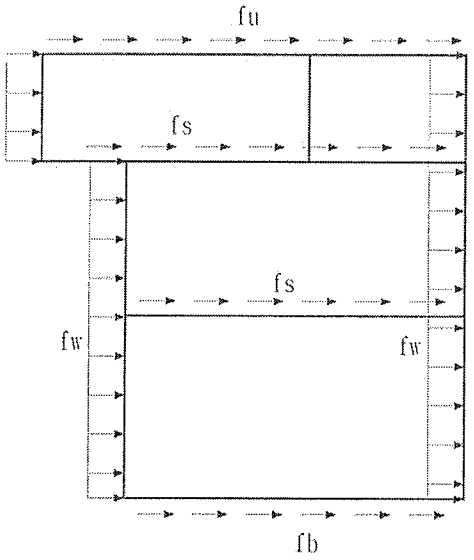
qz1	=	222.52	kN/㎡
qz2	=	204.83	kN/㎡
qz3	=	184.17	kN/㎡
qz4	=	160.66	kN/㎡
qz5	=	134.41	kN/㎡
qz6	=	105.55	kN/㎡
qz7	=	332.98	kN/㎡
qz8	=	171.47	kN/㎡
qz9	=	0.00	kN/㎡

7) CASE 7 - 주면전단력 (붕괴방지수준)



Vu = 16.45 kN/㎡
Vb = 43.04 kN/㎡
Vw = 29.74 kN/㎡

8) CASE 8 - 관성력 (붕괴방지수준)



fu = 5.71 kN/m
fb = 4.95 kN/m
fw = 5.16 kN/m
fs = 2.24 kN/m

13. 부재력 요약

13.1 부재력 집계

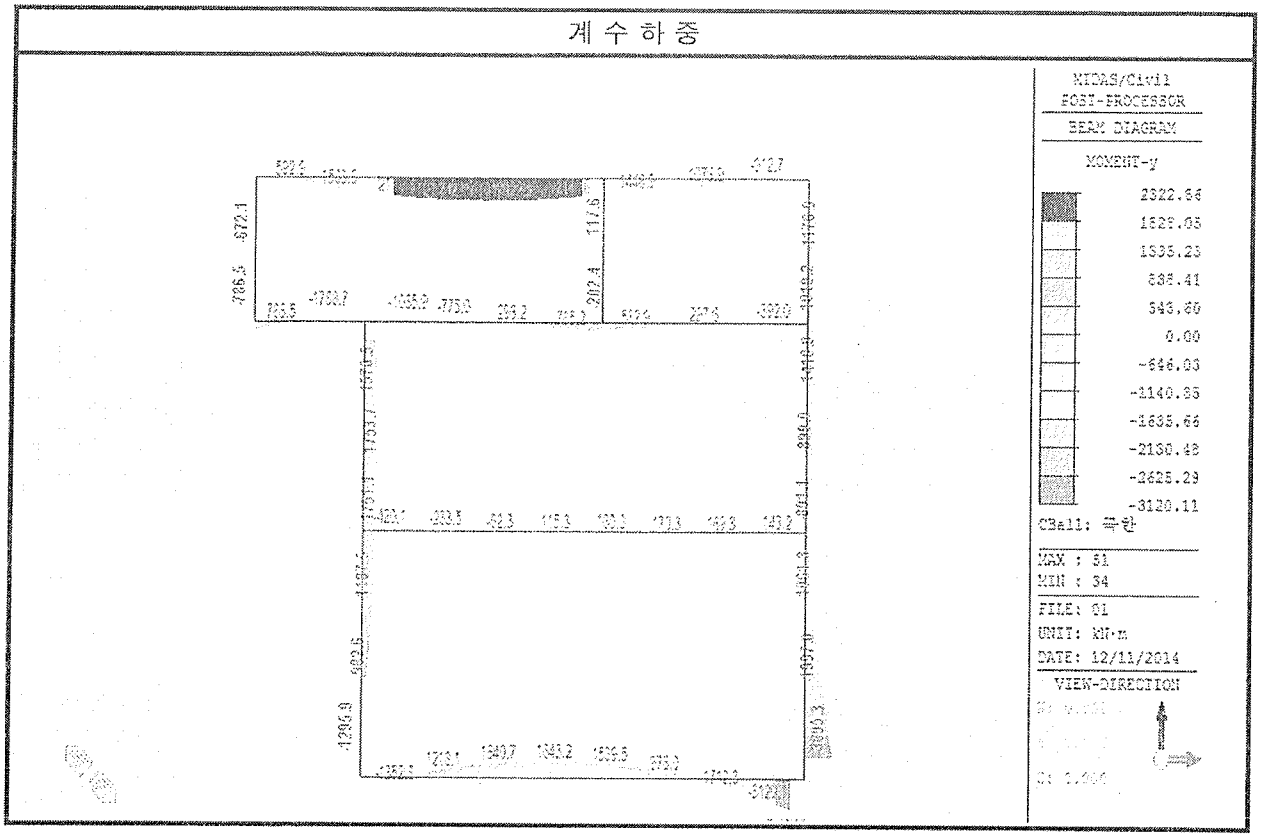
부재	부재력	상시				지진시				적용		
						기능 수행 수준		붕괴 방지 수준				
		Fx	Mu	Vu	Mo	Mu	Vu	Mu	Vu	Mu	Vu	Mo
		(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)
1	상부슬래브 좌측단부	-	345.0	1131.9	232.3	349.5	945.0	416.3	977.1	416.3	1131.9	232.3
2	상부슬래브 우측단부		912.7	1067.1	642.0	2410.3	1225.9	2600.7	1265.0	2600.7	1265.0	642.0
3	상부슬래브 중앙부		2322.9	325.8	1678.3	1884.9	284.3	1972.2	609.5	2322.9	609.5	1678.3
4	하부슬래브 좌측단부	-	1352.8	1646.1	998.4	3248.1	1274.4	3739.7	1339.1	3739.7	1646.1	998.4
5	하부슬래브 우측단부		3120.1	1747.5	2270.7	3056.9	1279.8	3811.7	1356.6	3811.7	1747.5	2270.7
6	하부슬래브 중앙부		1643.2	613.1	1217.6	1388.4	607.6	1822.7	784.8	1822.7	784.8	1217.6
7	좌측벽체 3층 하단부	1258.9	786.5	326.1	562.5	595.6	521.5	621.3	538.2	786.5	538.2	562.5
8	좌측벽체 3층 슬래브 지점부	-	1788.7	1296.7	1294.7	1257.0	938.2	1313.8	978.8	1788.7	1296.7	1294.7
9	좌측벽체 2층 중앙부	2302.4	1753.7	603.7	1269.7	1599.7	949.7	1980.9	979.2	1980.9	979.2	1269.7
10	좌측벽체 1층 하단부		1295.9	1417.7	991.6	3036.0	1484.6	3513.6	1572.4	3513.6	1572.4	991.6
11	우측벽체 상단부	1953.9	1176.9	691.0	841.7	2739.0	713.3	2948.2	505.2	2948.2	713.3	841.7
12	우측벽체 중앙부(외측)		1410.9	528.1	1016.2	1269.5	903.0	1451.3	929.4	1451.3	929.4	1016.2
13	우측벽체 하단부		3095.3	1419.9	2287.7	2918.2	1305.6	3667.2	1382.6	3667.2	1419.9	2287.7
14	중간슬래브1 상면	-	1085.9	460.0	786.6	897.0	369.6	1153.8	461.8	1153.8	461.8	786.6
15	중간슬래브1 하면		785.2	399.3	564.1	609.7	369.6	765.4	414.5	785.2	414.5	564.1
16	중간슬래브2 좌측단부	-	420.1	173.9	309.9	510.8	180.5	665.8	213.5	665.8	213.5	309.9
17	중간슬래브2 중앙부		170.3	53.3	120.6	198.9	100.6	276.9	108.5	276.9	108.5	120.6
18	중간슬래브2 우측단부		0.0	92.2	309.9	473.7	172.3	549.5	188.4	549.5	188.4	309.9
19	내측 벽체	558.4	202.4	116.4	146.3	166.2	96.3	242.7	145.7	242.7	145.7	146.3

14. 단면력도

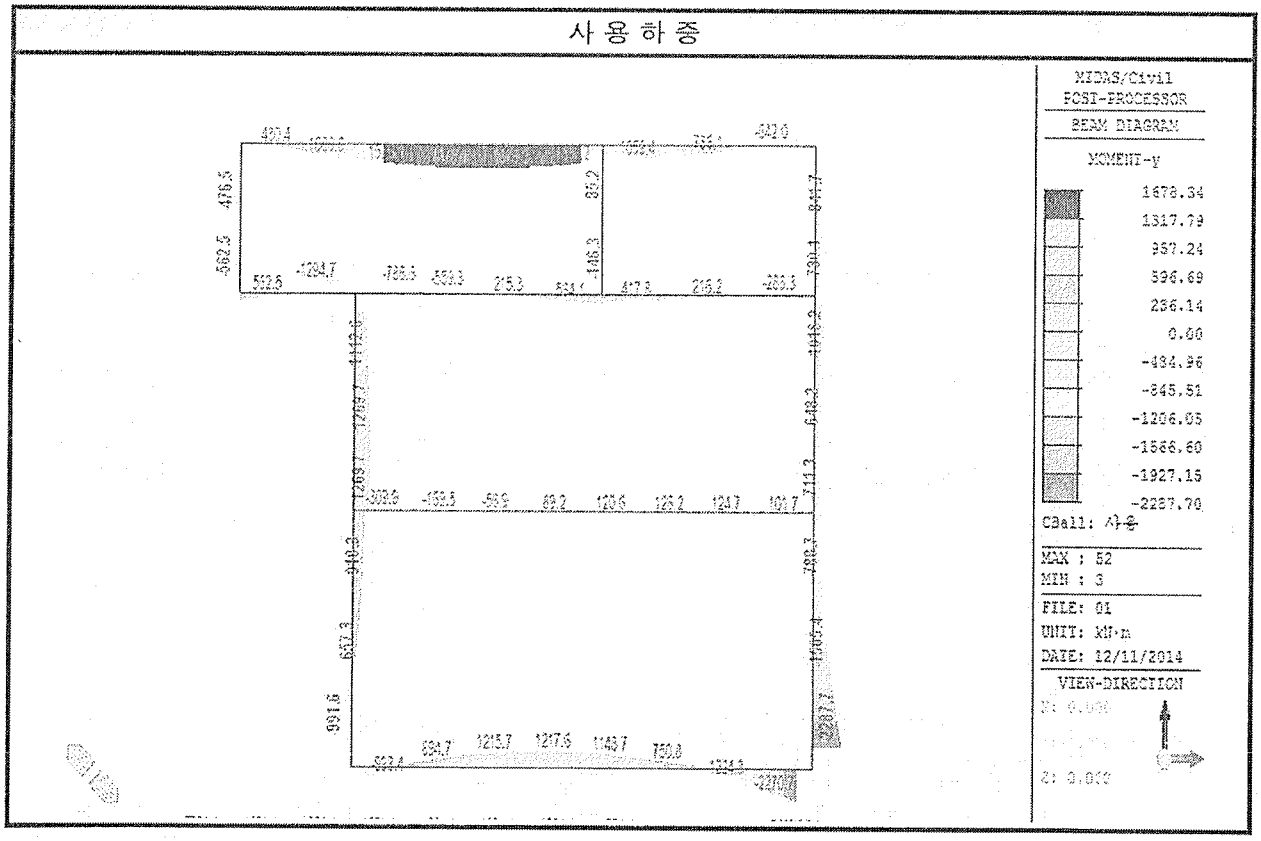
1) 상시

- 모멘트도

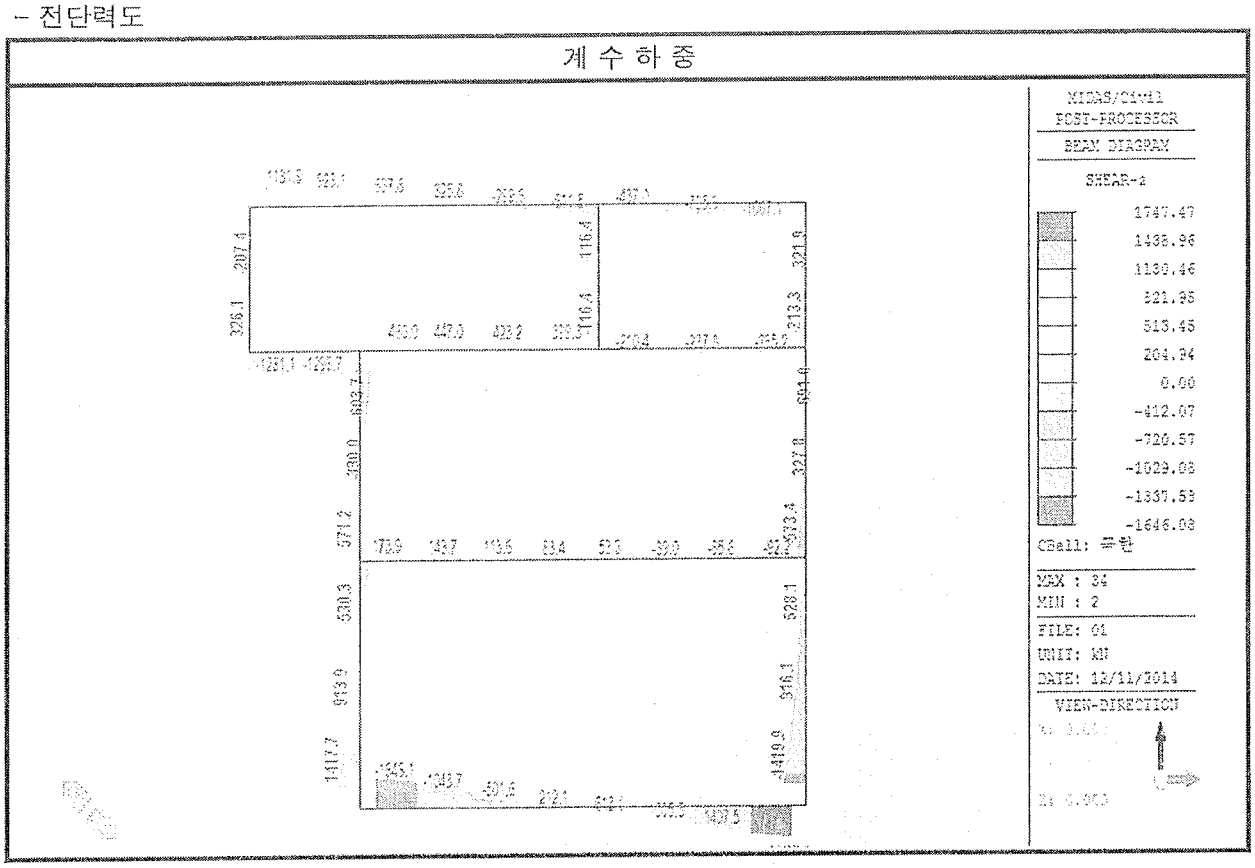
계 수 하 중



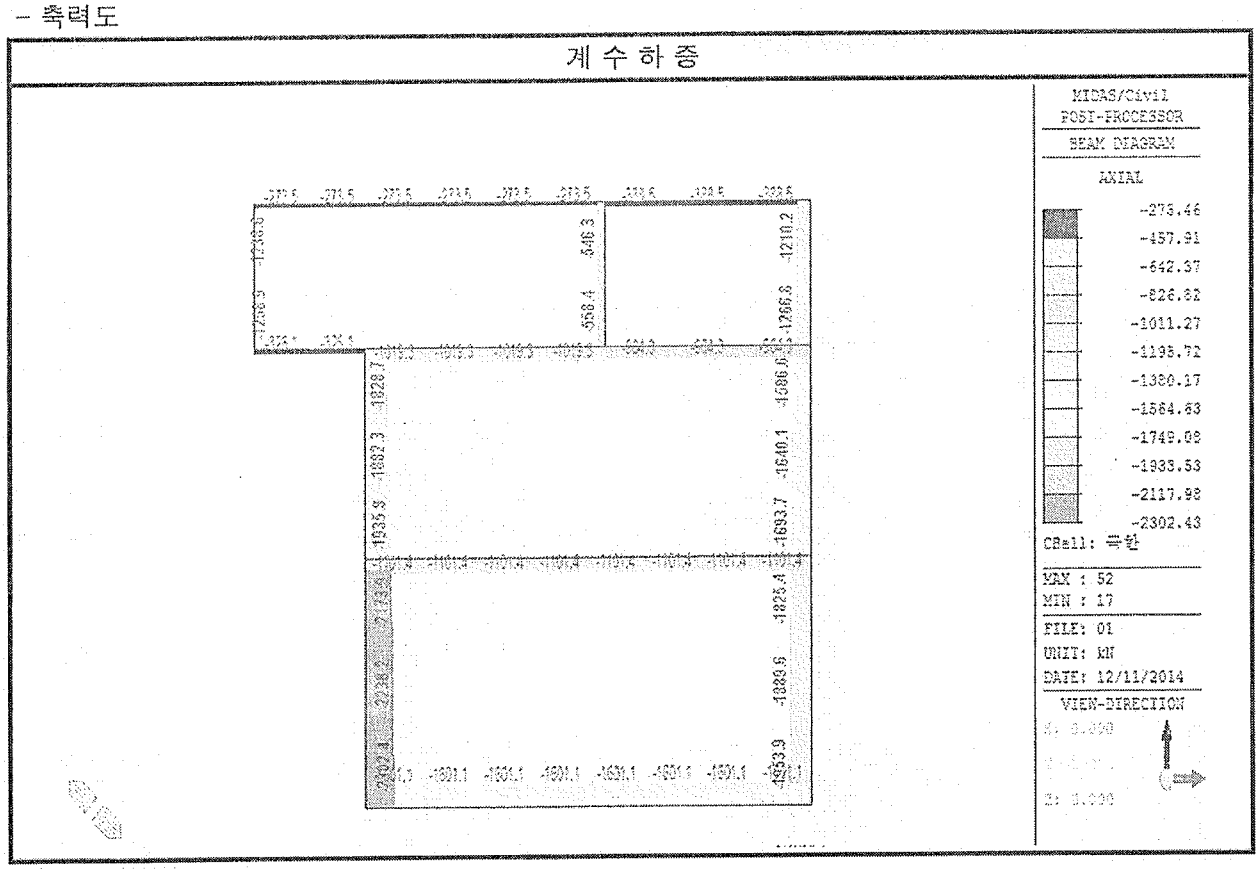
사 용 하 중



– 전단력도


계 수 하 중
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
SHEAR-z
1747.47
1438.96
1130.46
821.95
513.45
204.94
0.00
-412.07
-720.57
-1029.08
-1337.58
-1646.08
CBall: 극한
MAX : 34
MIN : 2
FILE: 01
UNIT: kN
DATE: 12/11/2014
VIEW-DIRECTION

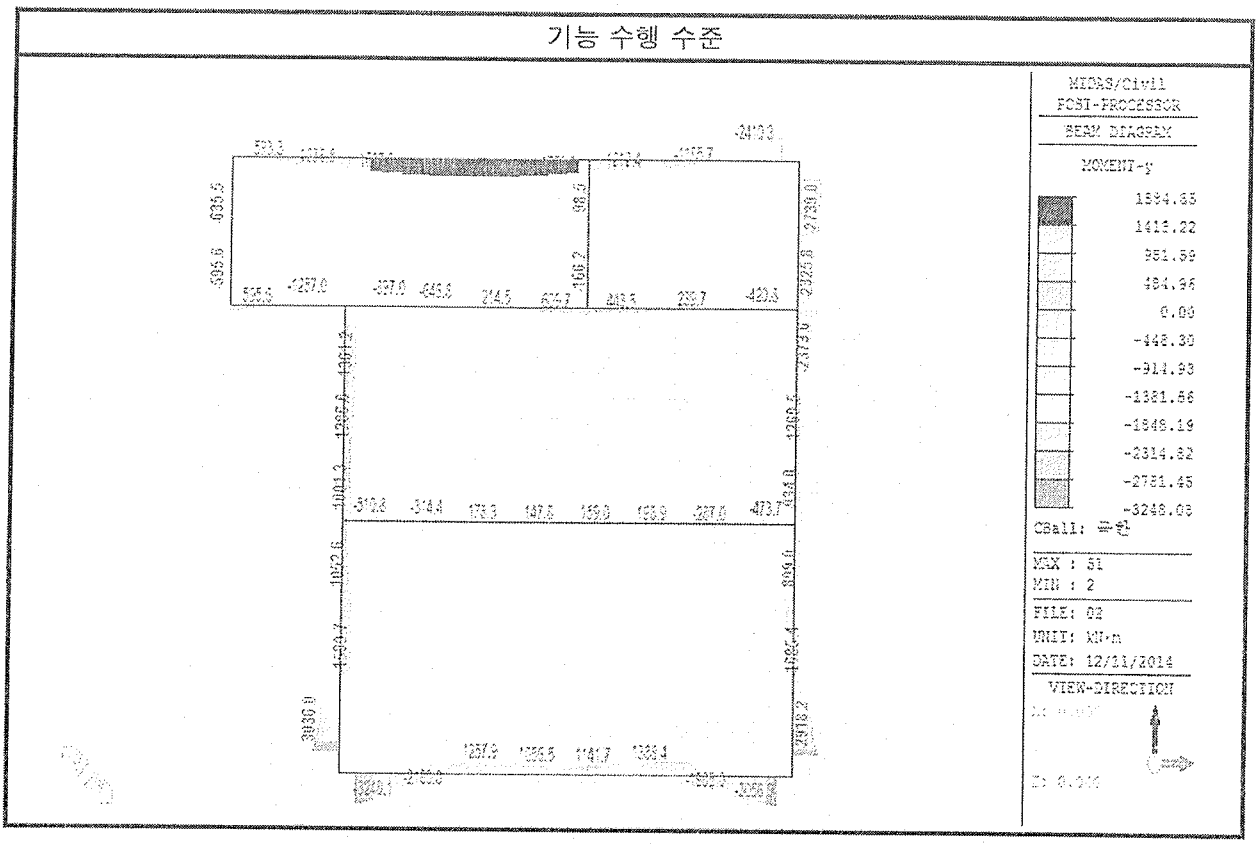
– 축력도


계 수 하 중
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
AXIAL
-275.46
-457.91
-642.37
-826.82
-1011.27
-1195.72
-1380.17
-1564.63
-1749.08
-1933.53
-2117.98
-2302.43
CBall: 극한
MAX : 52
MIN : 17
FILE: 01
UNIT: kN
DATE: 12/11/2014
VIEW-DIRECTION

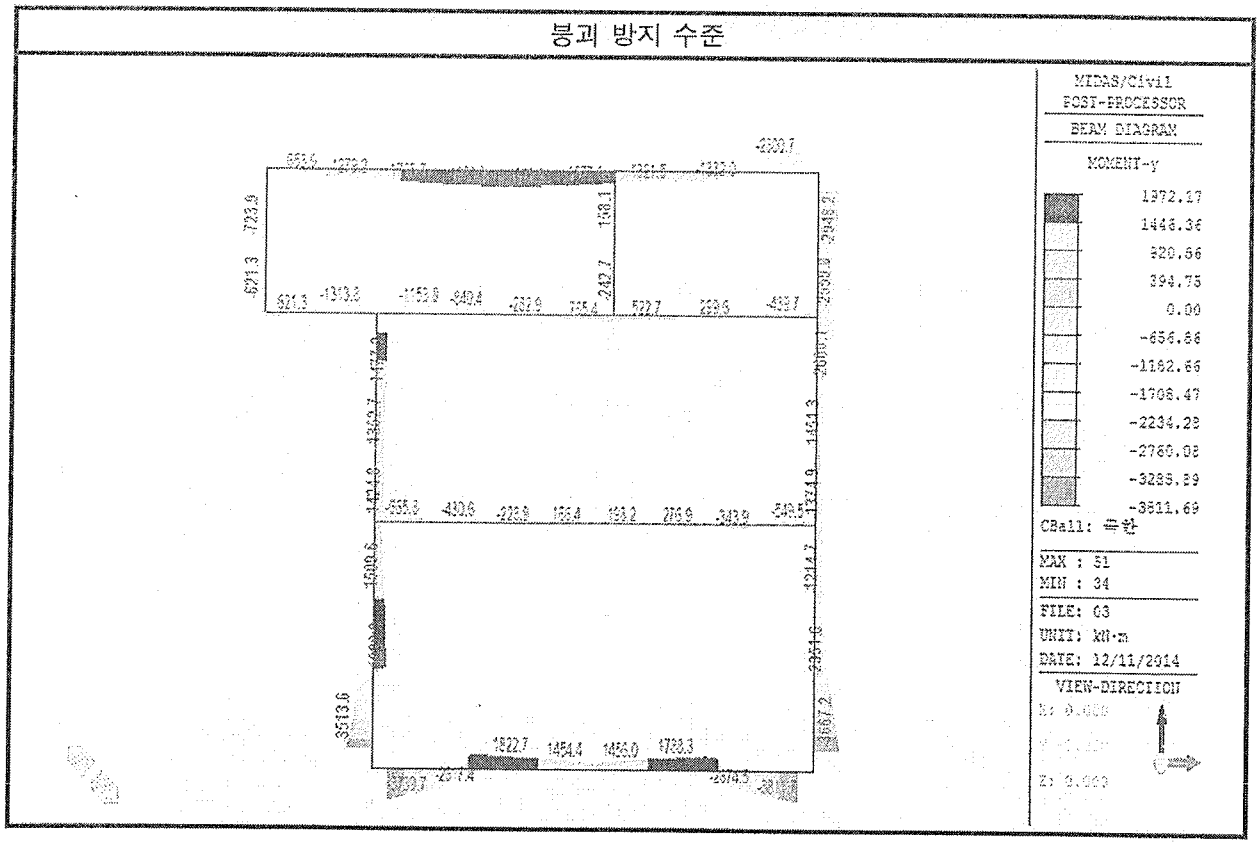
2) 지진시

– 모멘트도

기능 수행 수준

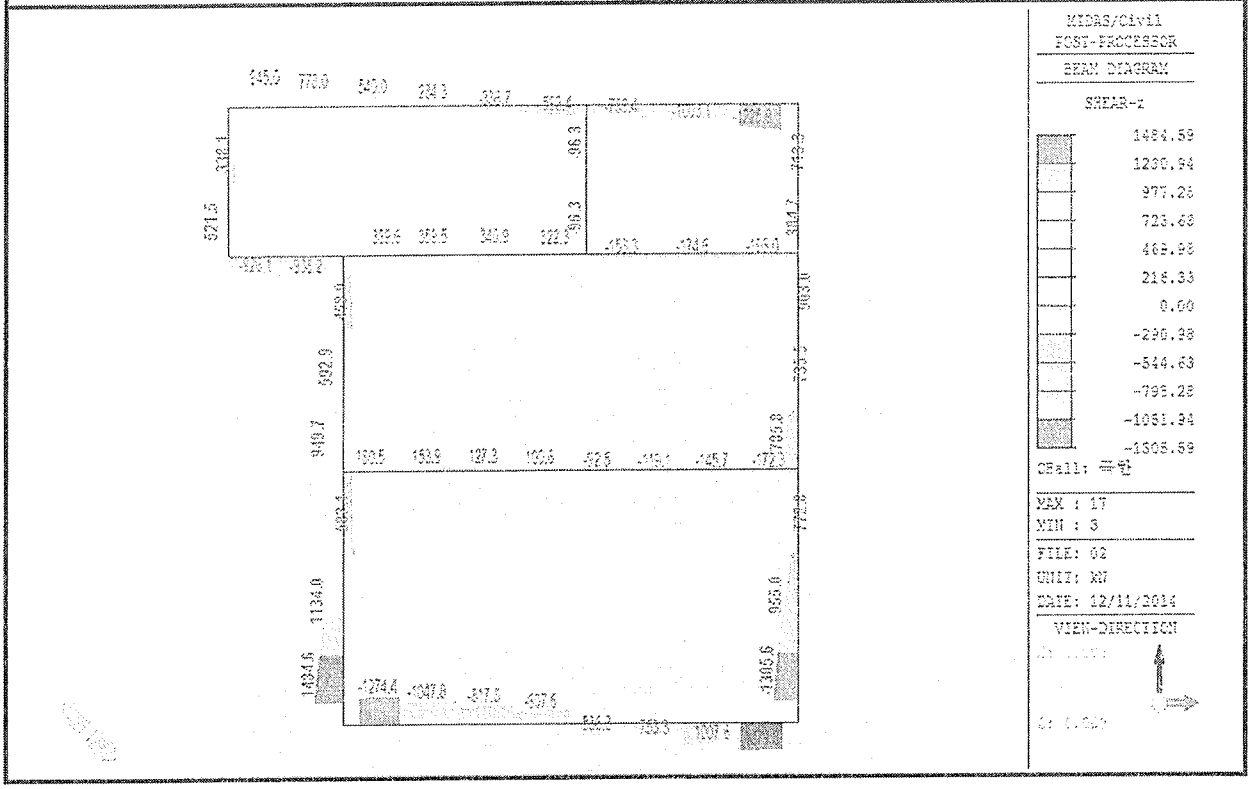


붕괴 방지 수준

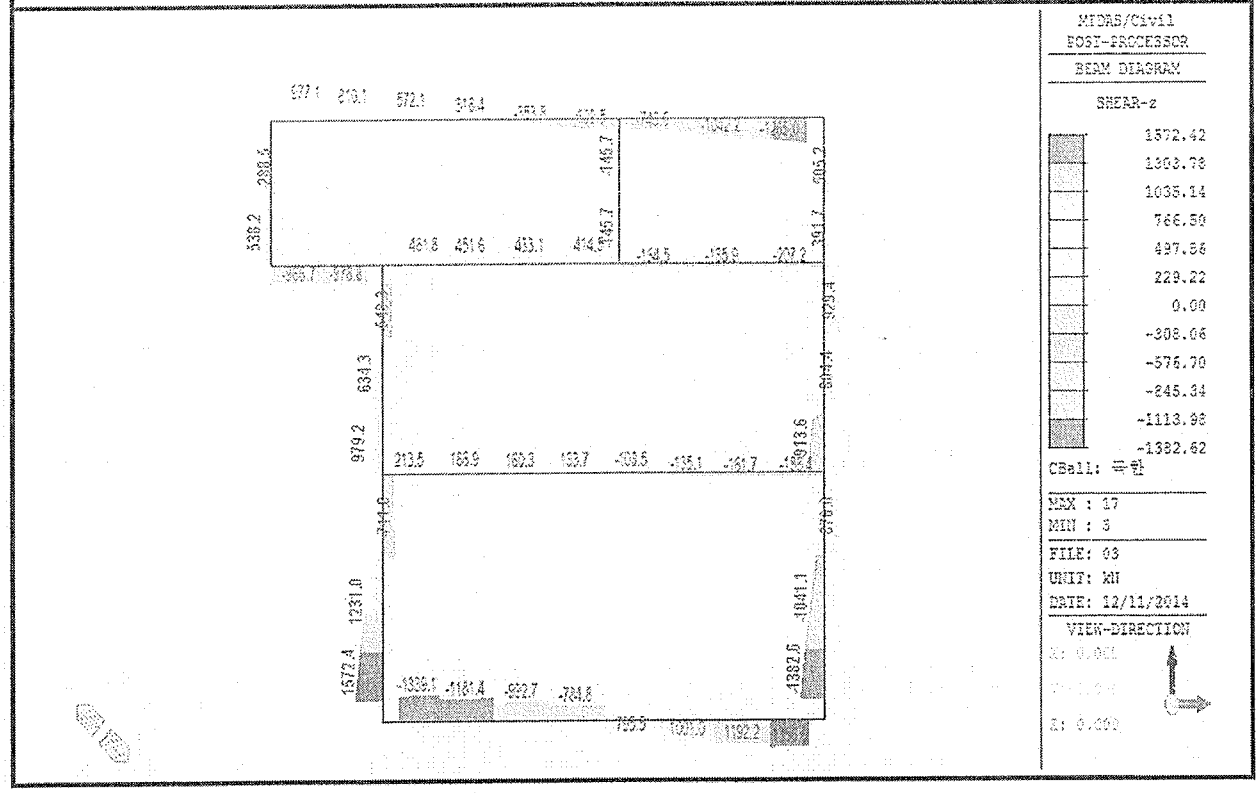


– 전단력도

기능 수행 수준



붕괴 방지 수준



15. 단면검토

15.1 상부슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	140	cm						
· Mu =	416.300	kN.m	· Vu =	1131.900	kN	· M =	232.300	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	130.0	cm	· 전단력 d =	130.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 9.520 cm^2 [p = 0.00073]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1.589 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.77 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	45.500 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	42.250 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	17.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	45.500 cm^2	>	17.500 cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	12.693 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 16 @ 125	=	15.888 cm^2	[8.0 EA/m]	
	TOTAL	=	15.888 cm^2	[p =	0.001222]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.769 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.258 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.1167 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 694.77 kN.m > Mu = 416.30 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 844.37 kN < Vu = 1131.90 kN

· 1/2·Φv Vc = 422.19 kN < Vu = 1131.90 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.106 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.106 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 844.37 + 1032.72 = 1877.09 kN > Vu = 1131.90 kN

Rm = Md / Mu = 1.67 Rs = Φv Vn / Vu = 1.66

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.001222 + √ [2 × 0.009 + 0.009 ²] = 0.127

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.127 / 3 = 0.958

fs = M / [As·d·j]

= 232.30 × 1000 / [15.888 × 130.0 × 0.958] = 117.4 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 117.4) − 2.5 x 92 = 441 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 117.4) = 537 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.2 상부슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	2600.700	kN.m	· Vu =	1265.000	kN	· M =	642.000	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	125.0 cm	· 전단력 d =	130.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 64.859 cm^2 [p = 0.00519]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (8.107 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 14.13 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	43.750 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	40.625 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	16.875 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	43.750 cm^2	> 16.875	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	86.479 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 25 @ 125	= 40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H 25 @ 125	= 40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	TOTAL	= 81.072	cm^2	[p = 0.006486	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 14.130 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 16.624 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0205 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3250.82 kN.m > Mu = 2600.70 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 844.37 kN < Vu = 1265.00 kN

· 1/2·Φv Vc = 422.19 kN < Vu = 1265.00 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.618 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.618 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 844.37 + 1032.72 = 1877.09 kN > Vu = 1265.00 kN

Rm = Md / Mu = 1.25 Rs = Φv Vn / Vu = 1.48

15.2.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.006486 + √ [2 × 0.049 + 0.049 ²] = 0.267

j = 1 - k / 3 ⇐ 1 - 0.267 / 3 = 0.911

fs = M / [As·d·j]

= 642.00 × 1000 / [81.072 × 125.0 × 0.911] = 69.54 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 69.54) - 2.5 x 87.5 = 914 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 69.54) = 906 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.3 상부슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	2322.900	kN.m	· Vu =	609.500	kN	· M =	1678.300	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	132.0 cm	· 전단력 d =	132.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 54.023 cm^2 [p = 0.00409]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6.354 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	46.200 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	42.900 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	17.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	46.200 cm^2	> 17.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	72.031 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32 @	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
			TOTAL	=	63.536 cm^2	[p =	0.004813]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0274 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2731.88 kN.m > Mu = 2322.90 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 857.37 kN > Vu = 609.50 kN

· 1/2·Φv Vc = 428.69 kN < Vu = 609.50 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 857.37 + 0.00 = 857.37 kN > Vu = 609.50 kN

Rm = Md / Mu = 1.18 Rs = Φv Vn / Vu = 1.41

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004813 + √ [2 × 0.036 + 0.036 ²] = 0.235

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.235 / 3 = 0.922

fs = M / [As·d·j]

= 1678.30 × 1000 / [63.536 × 132.0 × 0.922] = 217.04 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 217) − 2.5 x 64 = 203 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 217) = 290 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.4 하부슬래브 좌측단부

15.4.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	150	cm			
· Mu =	3739.700	kN.m	· Vu =	1646.100	kN	· M =	998.400	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	135.0 cm	· 전단력 d =	140.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 86.614 cm^2 [p = 0.00642]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (9.193 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 16.02 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	47.250 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	43.875 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	18.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	47.250 cm^2	> 18.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	115.485 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 29 @ 125	= 51.392	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H 25 @ 125	= 40.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
	TOTAL	= 91.928	cm^2	[ρ = 0.006809]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 16.022 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 18.849 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0193 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3969.11 kN.m > Mu = 3739.70 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 909.33 kN < Vu = 1646.10 kN

· 1/2·Φv Vc = 454.67 kN < Vu = 1646.10 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 2.631 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 2.631 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 909.33 + 1112.16 = 2021.49 kN > Vu = 1646.10 kN

Rm = Md / Mu = 1.06 Rs = Φv Vn / Vu = 1.23

15.4.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.006809 + √ [2 × 0.051 + 0.051 ²] = 0.272

j = 1 - k / 3 ⇐ 1 - 0.272 / 3 = 0.909

fs = M / [As·d·j]

= 998.40 × 1000 / [91.928 × 135.0 × 0.909] = 88.5 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 88.5) - 2.5 x 85.5 = 676 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 88.5) = 712 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.5 하부슬래브 우측단부

15.5.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	150	cm			
· Mu =	3811.700	kN.m	· Vu =	1747.500	kN	· M =	2270.700	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	135.0 cm	· 전단력 d =	140.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 88.943 cm^2 [p = 0.00659]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (10.278 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 17.91 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	47.250 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	43.875 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	18.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	47.250 cm^2	> 18.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	118.591 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 29 @ 125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H 29 @ 125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]	
	TOTAL	=	102.784	cm^2	[p =	0.007614]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 17.914 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 21.075 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0169 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4404.77 kN.m > Mu = 3811.70 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 909.33 kN < Vu = 1747.50 kN

· 1/2·Φv Vc = 454.67 kN < Vu = 1747.50 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 2.993 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 2.993 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 909.33 + 1112.16 = 2021.49 kN > Vu = 1747.50 kN

Rm = Md / Mu = 1.16 Rs = Φv Vn / Vu = 1.16

15.5.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.007614 + √ [2 × 0.057 + 0.057 ²] = 0.285

j = 1 - k / 3 ⇐ 1 - 0.285 / 3 = 0.905

fs = M / [As·d·j]

= 2270.70 × 1000 / [102.784 × 135.0 × 0.905] = 180.82 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 180.8) - 2.5 x 85.5 = 222 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 180.8) = 348 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.6 하부슬래브 중앙부

15.6.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	150	cm			
· Mu =	1822.700	kN.m	· Vu =	784.800	kN	· M =	1217.600	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	142.0 cm	· 전단력 d =	142.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 39.284 cm^2 [p = 0.00277]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	49.700 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	46.150 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	18.750 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	49.700 cm^2	>	18.750	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	52.379 cm^2			

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	63.536 cm^2	[p =	0.004474]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0297 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2947.91 kN.m > Mu = 1822.70 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 922.32 kN > Vu = 784.80 kN

· 1/2·Φv Vc = 461.16 kN < Vu = 784.80 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 922.32 + 0.00 = 922.32 kN > Vu = 784.80 kN

Rm = Md / Mu = 1.62 Rs = Φv Vn / Vu = 1.18

15.6.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.004474 + √ [2 × 0.034 + 0.034 ²] = 0.227

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.227 / 3 = 0.924

fs = M / [As·d·j]

= 1217.60 × 1000 / [63.536 × 142.0 × 0.924] = 146.06 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 146.1) - 2.5 x 64 = 379 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 146.1) = 431 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.7 좌측벽체 3층 슬래브 지점부(상면)

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	1788.700	kN.m	· Vu =	1296.700	kN	· M =	1294.700	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	132.0 cm	· 전단력 d =	132.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 41.255 cm^2 [p = 0.00313]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	46.200 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	42.900 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	17.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	46.200 cm^2	> 17.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	55.007 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 29 @ 125	= 51.392 cm^2	[8.0 EA/m]		
	TOTAL	= 51.392 cm^2	[p = 0.003893]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 8.957 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 10.538 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0346 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2228.22 kN.m > Mu = 1788.70 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 857.37 kN < Vu = 1296.70 kN

· 1/2·Φv Vc = 428.69 kN < Vu = 1296.70 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.664 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.664 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 857.37 + 1048.61 = 1905.98 kN > Vu = 1296.70 kN

Rm = Md / Mu = 1.25 Rs = Φv Vn / Vu = 1.47

15.7.2 철근의 응력 산정

A = 2 × 80.0 × 1000.0 / 8.0 = 20000.0 mm^2 N=1M 당 배근된 철근수

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.003893 + √ [2 × 0.029 + 0.029 ²] = 0.214

j = 1 - k / 3 ⇐ 1 - 0.214 / 3 = 0.929

fs = M / [As·d·j]

= 1294.70 × 1000 / [51.392 × 132.0 × 0.929] = 205.44 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 205.4) - 2.5 x 65.5 = 220 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 205.4) = 307 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.8 중간슬래브1 상면

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	1153.800	kN.m	· Vu =	461.800	kN	· M =	786.600	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	92.0 cm	· 전단력 d =	92.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 38.360 cm^2 [p = 0.00417]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4.054 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 7.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	32.200 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	29.900 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	12.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	32.200 cm^2	> 12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	51.147 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 25 @ 125	= 40.536 cm^2	[8.0 EA/m]	
	TOTAL	= 40.536 cm^2	[p = 0.004406]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 7.065 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 8.312 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0302 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1219.28 kN.m > Mu = 1153.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 597.56 kN > Vu = 461.80 kN

· 1/2·Φv Vc = 298.78 kN < Vu = 461.80 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 597.56 + 0.00 = 597.56 kN > Vu = 461.80 kN

Rm = Md / Mu = 1.06 Rs = Φv Vn / Vu = 1.29

15.8.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.004406 + √ [2 × 0.033 + 0.033 ²] = 0.226

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.226 / 3 = 0.925

fs = M / [As·d·j]

= 786.60 × 1000 / [40.536 × 92.0 × 0.925] = 228.03 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 228) - 2.5 x 67.5 = 177 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 228) = 276 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.9 중간슬래브1 하면

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	50	cm						
· Mu =	785.200	kN.m	· Vu =	414.500	kN	· M =	564.100	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	37.0	cm	· 전단력 d =	37.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 78.378 cm^2 [p = 0.02118]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (8,646 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 15.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 12.950 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 12.025 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 5.625 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 12.950 cm^2 > 5.625 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 104.504 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
	H	19	@	125	=	22.920 cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	86.456 cm^2	[p = 0.023366]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 15.069 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 17.728 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0041 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 변화 구간 단면 : ϕ = 0.79

◈ Moment check : Md = 805.00 kN.m > Mu = 785.20 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 240.32 kN < Vu = 414.50 kN

· 1/2·Φv Vc = 120.16 kN < Vu = 414.50 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 2.354 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 2.354 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 240.32 + 293.93 = 534.25 kN > Vu = 414.50 kN

Rm = Md / Mu = 1.03 Rs = Φv Vn / Vu = 1.29

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.023366 + √ [2 × 0.175 + 0.175 ²] = 0.442

j = 1 − k / 3 ⇐ 1 − 0.442 / 3 = 0.853

fs = M / [As·d·j]

= 564.10 × 1000 / [86.456 × 37.0 × 0.853] = 206.73 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 206.7) − 2.5 x 64 = 221 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 206.7) = 305 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.10 중간슬래브2 좌측단부(상면)

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	60	cm			
· Mu =	665.800	kN.m	· Vu =	213.500	kN	· M =	309.900	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	52.0 cm	· 전단력 d =	52.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 41.209 cm^2 [p = 0.00792]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5.139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	18.200 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	16.900 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	7.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	18.200 cm^2	> 7.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	54.945 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 29 @ 125	= 51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
	TOTAL	= 51.392	cm^2	[p = 0.009883	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 8.957 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 10.538 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0118 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 830.36 kN.m > Mu = 665.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 337.75 kN > Vu = 213.50 kN

· 1/2·Φv Vc = 168.88 kN < Vu = 213.50 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 337.75 + 0.00 = 337.75 kN > Vu = 213.50 kN

Rm = Md / Mu = 1.25 Rs = Φv Vn / Vu = 1.58

15.10.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.009883 + √ [2 × 0.074 + 0.074 ²] = 0.318

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.318 / 3 = 0.894

fs = M / [As·d·j]

= 309.90 × 1000 / [51.392 × 52.0 × 0.894] = 129.71 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 129.7) - 2.5 x 65.5 = 443 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 129.7) = 486 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.11 중간슬래브2 중앙부

15.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	60	cm			
· Mu =	276.900	kN.m	· Vu =	108.500	kN	· M =	120.600	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	52.0 cm	· 전단력 d =	52.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 16.287 cm^2 [p = 0.00313]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (2.292 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 3.99 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	18.200 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	16.900 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	7.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	18.200 cm^2	> 7.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	21.716 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 19 @ 125	= 22.920 cm^2	[8.0 EA/m]	
	TOTAL	= 22.920 cm^2	[p = 0.004408]	

◆ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 3.995 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 4.7 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0302 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◆ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◆ Moment check : Md = 389.66 kN.m > Mu = 276.90 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 337.75 kN > Vu = 108.50 kN

· 1/2·Φv Vc = 168.88 kN > Vu = 108.50 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av 0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= [337.75 + 0.00 = 337.75 kN > Vu = 108.50 kN

Rm = Md / Mu = 1.41 Rs = Φv Vn / Vu = 3.11

15.11.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.004408 + √ [2 × 0.033 + 0.033 ²] = 0.226

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.226 / 3 = 0.925

fs = M / [As·d·j]

= 120.60 × 1000 / [22.920 × 52.0 × 0.925] = 109.39 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 109.4) - 2.5 x 70.5 = 544 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 109.4) = 576 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.12 중간슬래브2 우측단부

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	549.500	kN.m	· Vu =	188.400	kN	· M =	309.900	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	92.0 cm	· 전단력 d =	92.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 18.466 cm^2 [p = 0.00201]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	32.200 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	29.900 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	12.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	32.200 cm^2	> 12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	24.621 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 29 @ 125	= 51.392 cm^2	[8.0 EA/m]		
	TOTAL	= 51.392 cm^2	[p = 0.005586]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 8.957 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 10.538 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0232 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1529.29 kN.m > Mu = 549.50 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 597.56 kN > Vu = 188.40 kN

· 1/2·Φv Vc = 298.78 kN > Vu = 188.40 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av 0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 597.56 + 0.00 = 597.56 kN > Vu = 188.40 kN

Rm = Md / Mu = 2.78 Rs = Φv Vn / Vu = 3.17

15.12.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.005586 + √ [2 × 0.042 + 0.042 ²] = 0.25

j = 1 - k / 3 ⇐ 1 - 0.25 / 3 = 0.917

fs = M / [As·d·j]

= 309.90 × 1000 / [51.392 × 92.0 × 0.917] = 71.48 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 71.48) - 2.5 x 65.5 = 938 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 71.48) = 881 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.13 좌측벽체 3층 하단부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	100.000	1300.000	1258.900	786.500	624.752

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0016) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 916800.0 x 100.000 + 0.0 x 1400.000) / 33046800.0

= 683.355 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 780.000 mm, ab = k1 x cb = 663.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 663000.000 = 15215.850 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 15215.850 + 0.000 - 916.800 = 14299.050 kN

Mb = Cc x 351.855 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6395.135 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 447.242 mm, e = Mu/Pu = 624.752 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 489.265 mm, a = k1 x c = 415.876 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 415875.626 = 9544.346 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pn = 9544.346 + 0.000 - 916.800 = 8627.546 kN

Mn = Cc x 475.417 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5390.101 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=624.755) | = 0.0031 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 mm

c = 489.265 mm, a = k1 x c = 415.876 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-489.27) / 489.27 = 0.00497

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0050-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.848

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26395.359 kN ≥ Pn = 8627.546 kN

ΦPn = 0.85 x 8627.546 = 7316.810 kN ≥ Pu = 1258.900 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.625 = 4571.190 kN.m ≥ Mu = 786.500 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1300.00 = 898.609 kN

≥ Vu (= 538.200 kN) , 전단보강 불필요.

【 균열검토 】

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 562.500 x 1000000 / [2292.000 x (1300.000 - 188.826/3)]

= 198.389 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1300.0/(7x2292.000)]

= 188.826 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 198.39) - 2.5 x 90.50 = 170.70 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 198.39) = 317.56 mm

Sa는 작은 값인 170.70 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 170.70 mm) ∴ O.K

15.14 좌측벽체 2층 중앙부

가설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	80.000	1320.000	2302.400	1980.900	860.363

㉮ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0029) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉯ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 1621440.0 x 80.000 + 0.0 x 1400.000) / 33751440.0

= 670.215 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.000 mm, ab = k1 x cb = 673.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 15449.940 + 0.000 - 1621.440 = 13828.500 kN

Mb = Cc x 333.615 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7031.685 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 508.492 mm, e = Mu/Pu = 860.363 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 400.717 mm, a = k1 x c = 340.610 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 340609.589 = 7816.990 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 7816.990 + 0.000 - 1621.440 = 6195.550 kN

Mn = Cc x 499.910 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5330.451 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=860.368) | = 0.0045 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 400.717 mm, a = k1 x c = 340.610 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-400.72) / 400.72 = 0.00688

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26926.728 kN ≥ Pn = 6195.550 kN

ΦPn = 0.85 x 6195.550 = 5266.218 kN ≥ Pu = 2302.400 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.860 = 4530.859 kN.m ≥ Mu = 1980.900 kN.m ∴ O.K

㉳ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 958.079 kN

< Vu (= 979.200 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (979.200 - 958.079) x 300.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 16.001 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1320.00 / 300.00 = 699.072 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 699.072 kN ∴ O.K

s = 300.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1277.439 + 699.072) = 1482.383 kN ≥ 979.200 kN ∴ O.K

【 균열검토 】

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1269.700 x 1000000 / [4053.600 x (1320.000 - 246.790/3)]

= 253.065 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x4053.600)]

= 246.790 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 253.06) - 2.5 x 67.50 = 142.43 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 253.06) = 248.95 mm

Sa는 작은 값인 142.43 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 142.43 mm) ∴ O.K

15.15 좌측벽체 1층 하단부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	100.000	1255.905	2302.400	3513.600	1526.060

㉯ 철근비 검토

As = 9192.800 mm² (인장중심 = 144.10 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H25- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N
Cs = As x fy = 3677120.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N
Xp = (32130000.0 x 700.00 + 3677120.0 x 144.095 + 0.0 x 1400.000) / 35807120.0
= 642.913 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 753.543 mm, ab = k1 x cb = 640.511 mm
Cc = 0.85 x 27.0 x 640511.357 = 14699.736 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 3677.120 kN
Pb = 14699.736 + 0.000 - 3677.120 = 11022.616 kN
Mb = Cc x 322.657 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8255.519 kN.m
eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 748.962 mm, e = Mu/Pu = 1526.060 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 405.483 mm, a = k1 x c = 344.661 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 344660.945 = 7909.969 kN
∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 3677.120 kN
Pn = 7909.969 + 0.000 - 3677.120 = 4232.849 kN
Mn = Cc x 470.582 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6459.619 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1526.069) | = 0.0092 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 mm
c = 405.483 mm, a = k1 x c = 344.661 mm
εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-405.48) / 405.48 = 0.00662
εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28476.916 kN ≥ Pn = 4232.849 kN
ΦPn = 0.85 x 4232.849 = 3597.921 kN ≥ Pu = 2302.400 kN ∴ O.K
ΦMn = ΦPn x 1.526 = 5490.643 kN.m ≥ Mu = 3513.600 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1255.90 = 911.558 kN
< Vu (= 1572.400 kN) , 전단보강 필요.
Req Av = (1572.400 - 911.558) x 150.00 / (400.0 x 1255.90 x Φ) = 263.094 mm²
Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)
Vs = 397.200 x 400.0 x 1255.90 / 150.00 = 1330.254 kN
Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1255.90 = 4350.581 kN ≥ 1330.254 kN ∴ O.K
s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K
ΦVn = 0.75 x (1215.410 + 1330.254) = 1909.248 kN ≥ 1572.400 kN ∴ O.K

【 균열검토 】

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 991.600 x 1000000 / [9192.800 x (1255.905 - 342.805/3)]

= 94.485 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x9192.800/1000.0 + 7x9192.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1255.9/(7x9192.800)]

= 342.805 mm

사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 144.1 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 94.48) - 2.5 x 85.50 = 619.72 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 94.48) = 666.78 mm

Sa는 작은 값인 619.72 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 619.72 mm) ∴ O.K

15.16 우측벽체 상단부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	100.000	1250.000	1953.900	2948.200	1508.880

㉯ 철근비 검토

As = 8107.200 mm² (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H25- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0058) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N
Cs = As x fy = 3242880.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N
Xp = (32130000.0 x 700.00 + 3242880.0 x 150.000 + 0.0 x 1400.000) / 35372880.0
= 649.578 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 750.000 mm, ab = k1 x cb = 637.500 mm
Cc = 0.85 x 27.0 x 637500.000 = 14630.625 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 3242.880 kN
Pb = 14630.625 + 0.000 - 3242.880 = 11387.745 kN
Mb = Cc x 330.828 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7935.707 kN.m
eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 696.864 mm, e = Mu/Pu = 1508.880 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 365.397 mm, a = k1 x c = 310.588 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 310587.734 = 7127.988 kN
∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 3242.880 kN
Pn = 7127.988 + 0.000 - 3242.880 = 3885.108 kN
Mn = Cc x 494.284 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5862.139 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1508.874) | = 0.0056 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 mm
c = 365.397 mm, a = k1 x c = 310.588 mm
εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-365.40) / 365.40 = 0.00767
εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28149.456 kN ≥ Pn = 3885.108 kN
ΦPn = 0.85 x 3885.108 = 3302.342 kN ≥ Pu = 1953.900 kN ∴ O.K
ΦMn = ΦPn x 1.509 = 4982.837 kN.m ≥ Mu = 2948.200 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1250.00 = 892.836 kN
≥ Vu (= 713.300 kN) , 전단보강 불필요.

【 균열검토 】

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 841.700 x 1000000 / [8107.200 x (1250.000 - 324.165/3)]

= 90.916 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x8107.200/1000.0 + 7x8107.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1250.0/(7x8107.200)]

= 324.165 mm

사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 90.92) - 2.5 x 87.50 = 647.43 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 90.92) = 692.95 mm

Sa는 작은 값인 647.43 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 647.43 mm) ∴ O.K

15.17 우측벽체 중앙부

가 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	80.000	1320.000	1953.900	1451.300	742.771

나 철근비 검토

As = 4053.600 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0029) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

다 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 1621440.0 x 80.000 + 0.0 x 1400.000) / 33751440.0

= 670.215 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.000 mm, ab = k1 x cb = 673.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 15449.940 + 0.000 - 1621.440 = 13828.500 kN

Mb = Cc x 333.615 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7031.685 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 508.492 mm, e = Mu/Pu = 742.771 mm)

라 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 495.534 mm, a = k1 x c = 421.204 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 421203.690 = 9666.625 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 9666.625 + 0.000 - 1621.440 = 8045.185 kN

Mn = Cc x 459.613 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5975.748 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=742.773) | = 0.0024 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

마 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 495.534 mm, a = k1 x c = 421.204 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-495.53) / 495.53 = 0.00499

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0050-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.849

바 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26926.728 kN ≥ Pn = 8045.185 kN

ΦPn = 0.85 x 8045.185 = 6833.785 kN ≥ Pu = 1953.900 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.743 = 5075.937 kN.m ≥ Mu = 1451.300 kN.m ∴ O.K

사 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 942.835 kN

≥ Vu (= 929.400 kN) , 전단보강 불필요.

【 균열검토 】

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1016.200 x 1000000 / [4053.600 x (1320.000 - 246.790/3)]

= 202.540 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x4053.600)]

= 246.790 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 202.54) - 2.5 x 67.50 = 220.06 mm

300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 202.54) = 311.05 mm

Sa는 작은 값인 220.06 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 220.06 mm) ∴ O.K

15.18 우측벽체 하단부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1400.000	100.000	1250.000	1953.900	3667.200	1876.862

㉯ 철근비 검토

As = 10278.400 ㎟ (인장중심 = 150.00 ㎜), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 ㎜
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0073) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 4111360.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 4111360.0 x 150.000 + 0.0 x 1400.000) / 36241360.0
= 637.606 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 750.000 ㎜, ab = k1 x cb = 637.500 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 637500.000 = 14630.625 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pb = 14630.625 + 0.000 - 4111.360 = 10519.265 kN

Mb = Cc x 318.856 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8495.514 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 807.615 ㎜, e = Mu/Pu = 1876.862 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 389.341 ㎜, a = k1 x c = 330.939 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 330939.442 = 7595.060 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pn = 7595.060 + 0.000 - 4111.360 = 3483.700 kN

Mn = Cc x 472.136 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6538.400 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1876.855) | = 0.0067 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 ㎜

c = 389.341 ㎜, a = k1 x c = 330.939 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-389.34) / 389.34 = 0.00702

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28804.377 kN ≥ Pn = 3483.700 kN

ΦPn = 0.85 x 3483.700 = 2961.145 kN ≥ Pu = 1953.900 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.877 = 5557.660 kN.m ≥ Mu = 3667.200 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1250.00 = 892.836 kN
< Vu (= 1419.900 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1419.900 - 892.836) x 150.00 / (400.0 x 1250.00 x Φ) = 210.826 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 ㎜)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1250.00 / 150.00 = 1324.000 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1250.00 = 4330.127 kN ≥ 1324.000 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 600.000 (d/2, 600 ㎜ 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1190.448 + 1324.000) = 1885.836 kN ≥ 1419.900 kN ∴ O.K

【 균열검토 】

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2287.700 x 1000000 / [10278.400 x (1250.000 - 358.224/3)]
= 196.865 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1250.0/(7x10278.400)]
= 358.224 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 196.86) - 2.5 x 85.50 = 186.27 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 196.86) = 320.02 mm
Sa는 작은 값인 186.27 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 186.27 mm) ∴ O.K

15.19 내측벽체

가설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	300.000	80.000	220.000	558.400	242.700	434.635

㉮ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, dt = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0135) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉯ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 300.0 x 1000.0 = 6885000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (6885000.0 x 150.00 + 1621440.0 x 80.000 + 0.0 x 300.000) / 8506440.0

= 136.657 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 132.000 mm, ab = k1 x cb = 112.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 112200.000 = 2574.990 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 2574.990 + 0.000 - 1621.440 = 953.550 kN

Mb = Cc x 80.557 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 368.016 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 385.943 mm, e = Mu/Pu = 434.635 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 125.751 mm, a = k1 x c = 106.888 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 106888.123 = 2453.082 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 2453.082 + 0.000 - 1621.440 = 831.642 kN

Mn = Cc x 83.213 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 361.457 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=434.630)| = 0.0043 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 80.00 = 220.000 mm

c = 125.751 mm, a = k1 x c = 106.888 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (220.00-125.75) / 125.75 = 0.00225

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉲ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 6730.728 kN ≥ Pn = 831.642 kN

ΦPn = 0.78 x 831.642 = 651.453 kN ≥ Pu = 558.400 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.435 = 283.144 kN.m ≥ Mu = 242.700 kN.m ∴ O.K

㉳ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 220.00 = 161.892 kN

≥ Vu (= 145.700 kN) , 전단보강 불필요.

【 균열검토 】

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 146.300 x 1000000 / [4053.600 x (220.000 - 86.908/3)]

= 188.930 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x220.0/(7x4053.600)]

= 86.908 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 188.93) - 2.5 x 67.50 = 248.07 mm

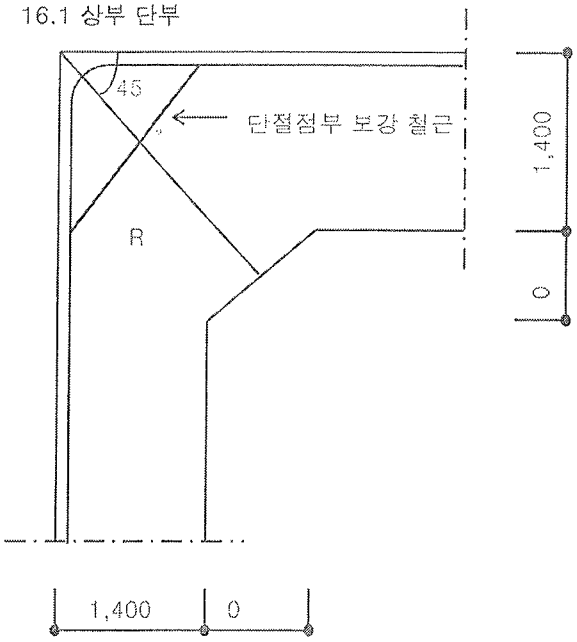
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 188.93) = 333.46 mm

Sa는 작은 값인 248.07 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 248.07 mm) ∴ O.K

16. 우각부 검토

16.1 상부 단부



$R = \sqrt{1400.0^2 + 1400.0^2} = 1,980$ mm

Mo = 642.0 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

$= 0.13\sqrt{27} = 0.68$ MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 642 \times 10^6}{1,980 \times 1,000} = 0.819 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 642.00 \times 10^6}{1,979.899 \times 180} = 3,603 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As =	1단	H 25 @ 250	:	2,027	mm²
	2단	H 25 @ 250	:	2,027	mm²
			합	4,054	mm²

▣ 필요철근량

As =	1단	H 16 @ 125	:	1,589	mm²
			합	1,589	mm²

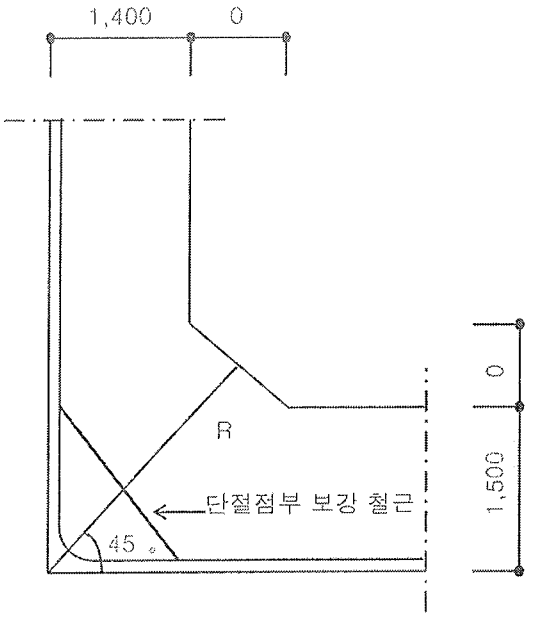
5,642 mm² > 3,603 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1980 = 1.29 m 이내에 배치

16.2 하부 단부



$R = \sqrt{1500.0^2 + 1400.0^2}$

$= 2,052$ mm

$Mo = 2270.7$ kN-m

$W = 1,000$ mm

$fsa = 180$ MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

$= 0.13\sqrt{27} = 0.68$ MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 2270.7 \times 10^6}{2,052 \times 1,000} = 2.697 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 2270.70 \times 10^6}{2,051.828 \times 180} = 12,296 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As =	1단	H 29 @	250	:	2,570	mm²
	2단	H 29 @	250	:	2,570	mm²
				합	5,139	mm²

▣ 필요철근량

As =	1단	H 25 @	125	:	4,054	mm²
	2단	H 25 @	125	:	4,054	mm²
				합	8,107	mm²

13,246 mm² > 12,296 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2052 = 1.33 m 이내에 배치

7. 배력철근 산정

* 배력철근 계산

① T = 1,400 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적				=	1.400	m²		
단면적의 0.002	:	0.0020 x	1.400	=	2800.000	㎟	(≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]	
0.0015hb	=	0.0015 x	1.200	x 1.000 =	1800.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9	
사용 배력철근량	:	H 16 @	150	=	1324.000	㎟	h= 1200mm 이하	
		H 16 @	300	=	662.000	㎟		
					1986.000	㎟	---- O.K !	

사용 배력철근 간격 : ① : 4200 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

② T = 1,500 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적				=	1.500	m²		
단면적의 0.002	:	0.0020 x	1.500	=	3000.000	㎟	(≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]	
0.0015hb	=	0.0015 x	1.200	x 1.000 =	1800.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9	
사용 배력철근량	:	H 16 @	150	=	1324.000	㎟	h= 1200mm 이하	
		H 16 @	300	=	662.000	㎟		
					1986.000	㎟	---- O.K !	

사용 배력철근 간격 : ① : 4500 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

③ T = 600 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적				=	0.600	m²		
단면적의 0.002	:	0.0020 x	0.600	=	1200.000	㎟	이상	
0.0015hb	=	0.0015 x	0.600	x 1.000 =	900.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9	
사용 배력철근량	:	H 16 @	300	=	662.000	㎟	h= 1200mm 이하	
		H 16 @	300	=	662.000	㎟		
					1324.000	㎟	---- O.K !	

사용 배력철근 간격 : ① : 1800 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

④ T = 500 mm 부

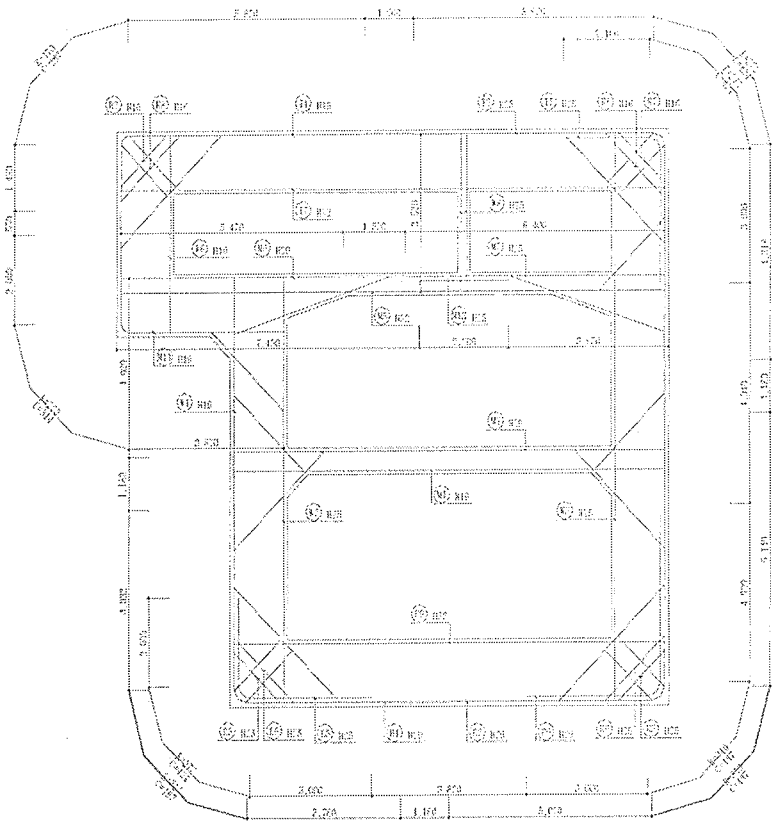
M당 벽체 콘크리트 단면적				=	0.500	m²		
단면적의 0.002	:	0.0020 x	0.500	=	1000.000	㎟	이상	
0.0015hb	=	0.0015 x	0.500	x 1.000 =	750.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9	
사용 배력철근량	:	H 16 @	300	=	662.000	㎟	h= 1200mm 이하	
		H 16 @	300	=	662.000	㎟		
					1324.000	㎟	---- O.K !	

사용 배력철근 간격 : ① : 1500 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

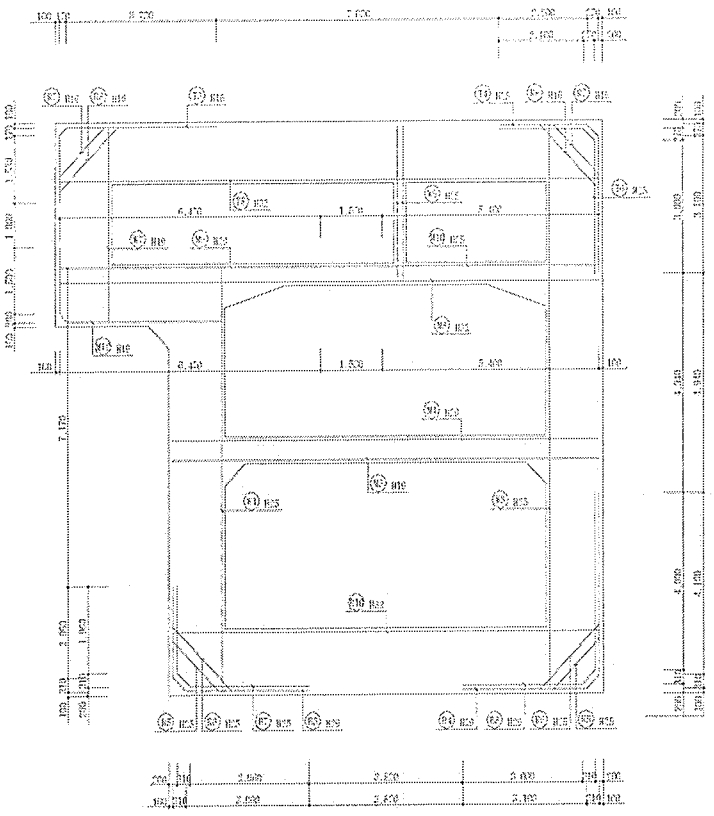
* 수축 및 온도철근 단면적은 단위 m당 1,800㎟ 보다 크게 취할 필요는 없다. -- 콘.설 P109

17. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



2.5 유지관리 소프트

▨ 구조 설계 요약

구 조 계 산 서								
부 재	모멘트		전단력		안전율		사용철근량	
	작용력	저항력	작용력	저항력	모멘트	전단력	휨철근량	전단철근량
우각부	53.5	93.8	168.3	189.4	1.75	1.13	H16@150	H13× 1.67EA/m
중앙부	43.2	93.8	-	142.9	2.17	-	H16@150	-

1. 설계조건 (상 시)

1) 형　　식 : 철근 콘크리트

2) 기 초 형 식 : 직 접 기 초

3) 토 질 정 수 :

① 단 위 체 적 중 량 : γs = 19.00 kN/m³ (지하수 비고려시)

: $\gamma s'$ = 10.00 kN/m³ (지하수 고려시)

② 뒷채움재 내부마찰각 : Φ = 30 °

③ 토 압 계 수 : 정지토압계수 적용

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30 = 0.500$

4) 하 중

① 고정하중

* 철근 콘크리트 : γc = 25.00 kN/m³
* 무근 콘크리트 : γc = 23.50 kN/m³
* 포 장 , 아스팔트 : γc = 23.00 kN/m³

② 활 하 중 : DB-24 하중으로 충격을 포함시키며 토피에 따른 활하중(충격포함). L은 다음과 같다.

토피고(D,m)	노면활하중(Pv ℓ ,kN/㎡)	비　　고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

③ 수 압

단 위 체 적 중 량 : γw = 10.00 kN/m³

* 지하수위고 : GL = -1.00 m

5) 강도감소계수

* 휨 : Φf = 0.85
* 전 단 : Φv = 0.75

6) 사 용 재 료

① 콘 크 리 트 강 도	:	fck =	27	MPa	
② 콘크리트 탄성계수	:	Ec =	26700	MPa	---- 도.설 2.3.3
③ 철 근 항 복 강 도	:	fy =	400	MPa	
④ 철 근 탄성계수	:	Es =	200000	MPa	-- 콘.구 P67

7) 설 계 방 법

① 안 정 성 검 토 : 극한강도 설계법

② 사 용 성 검 토 : 허용응력 설계법

처 짐 검 토

균 열 검 토 [도로교설계기준P.288]

피 로 응 력 검 토

8) 참 고 서 적

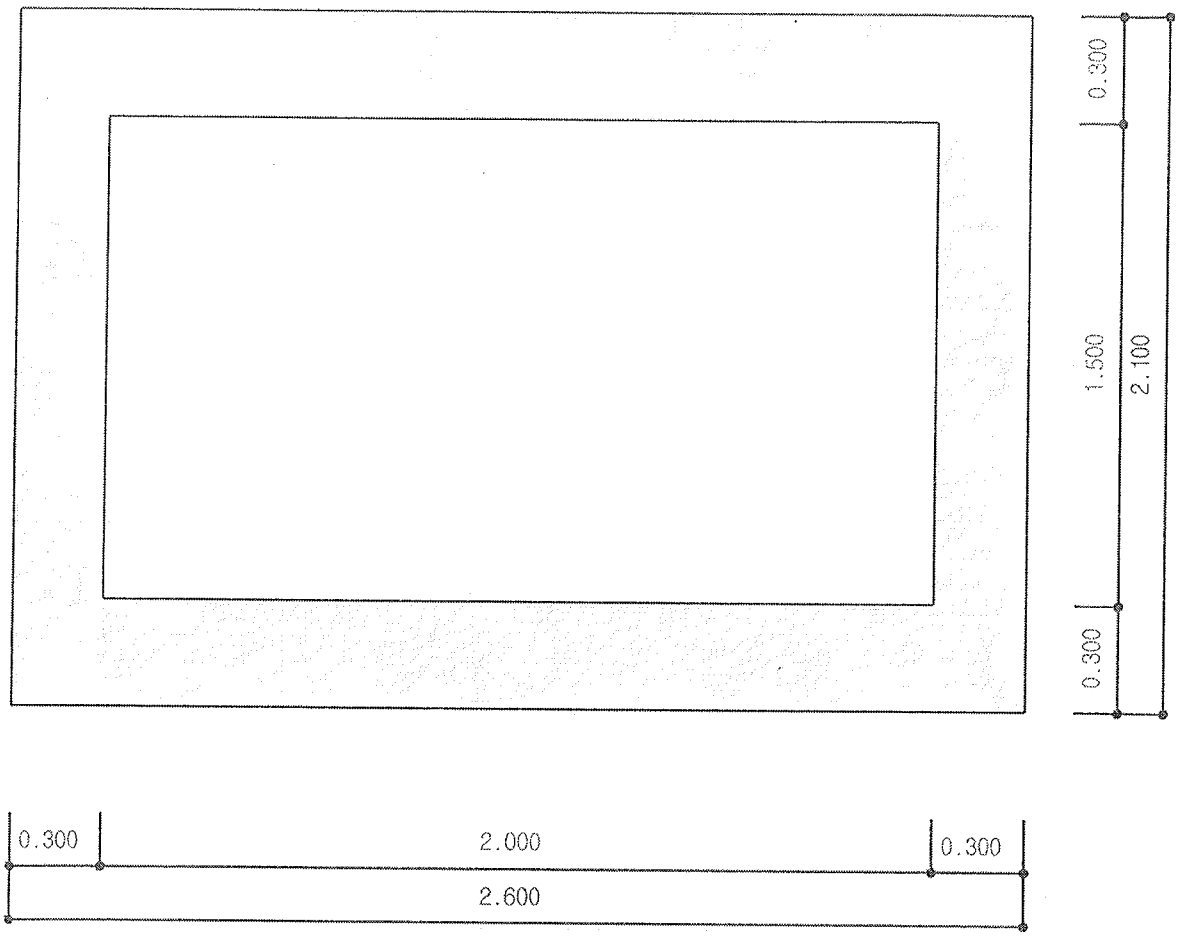
① 도로교설계기준	[2010]	------ 국토해양부
② 도로교설계기준 · 해설	[2008]	------ 대한토목학회
③ 콘크리트구조기준	[2012]	------ 국토해양부
④ 도로설계편람	[2008]	------ 국토해양부
⑥ 구조물 기초설계기준 · 해설	[2009]	------ 국토해양부
⑦ 지하철 9호선 설계기준		------ 서울특별시 지하철건설본부

9) 사용 프로그램

- 단면력 산정 : MIDAS 범용 해석 프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

2. 단면가정

FH = 5.85 m



3. 하 중

1) 노면 활하중 (CASE-1)

토피고(D.m)	노면활하중(Pv ℓ .kN/㎡)	비 고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

* 정지토압계수 Ko = 1 - sin 30 = 0.500

PvL x Ko = 15.00 x 1/2 = 7.500 kN/㎡

2) 토 압

(1) 지하수 비고려시 (CASE-2)

Q = 0.500 x (0.850 x 23.000 + 5.000 x 19.000) = 57.275 kN/㎡

(2) 지하수 고려시 (CASE-3)

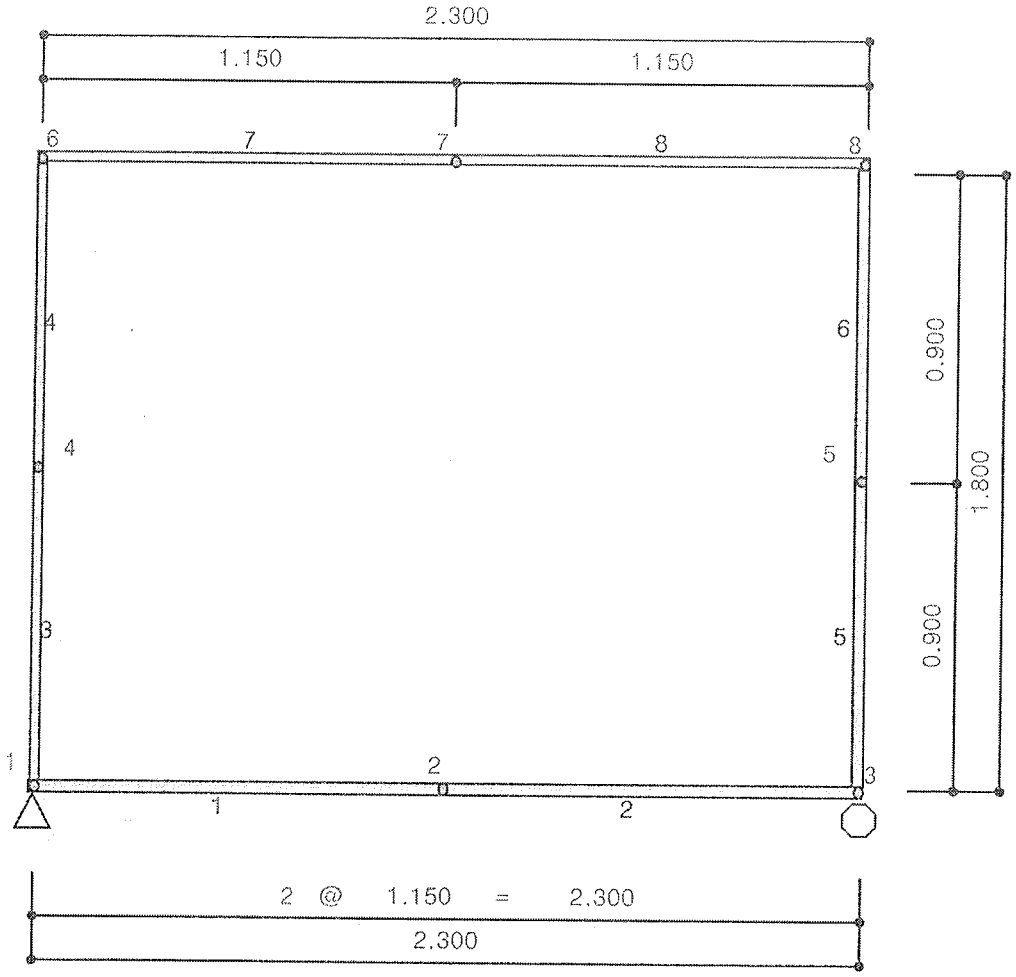
Q = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 0.150 x 19.00
+ 4.850 x 10.00) = 35.450 kN/㎡

3) 수 압 (CASE-4)

QW = 4.850 x 10.000 = 48.500 kN/㎡

4. 입력 DATA

1) 모 델 링



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
벽 체	1.0	0.30	0.300	0.0022500	26700	1 ~ 8

5. 하중조합 및 하중재하도 ---콘.구 3.3.2

5.1 하중조합

① 극한 하중

- 지하수 비고려시

U = 1.6 x case-1 + 1.6 x case-2

- 지하수 고려시

U = 1.6 x case-1 + 1.6 x case-3 + 1.6 x case-4

② 사용 하중

- 지하수 비고려시

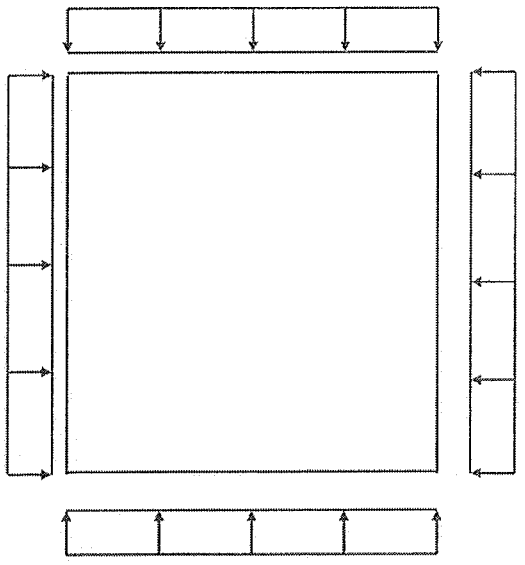
U = 1 x case-1 + 1 x case-2

- 지하수 고려시

U = 1 x case-1 + 1 x case-3 + 1 x case-4

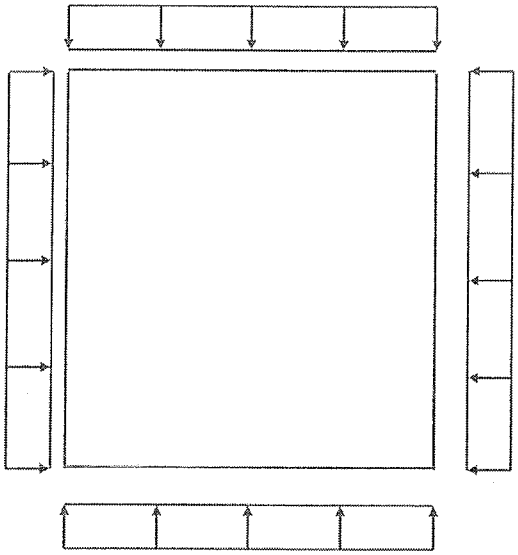
5.2 하중재하도

1) CASE 1 - 활 하 중



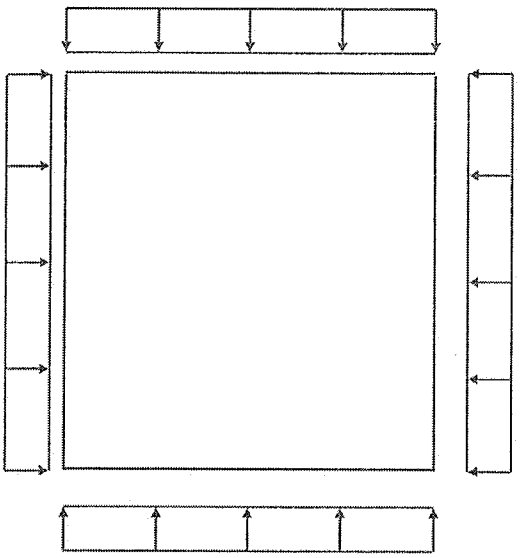
W = 7.500 kN/㎡

2) CASE 2 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)



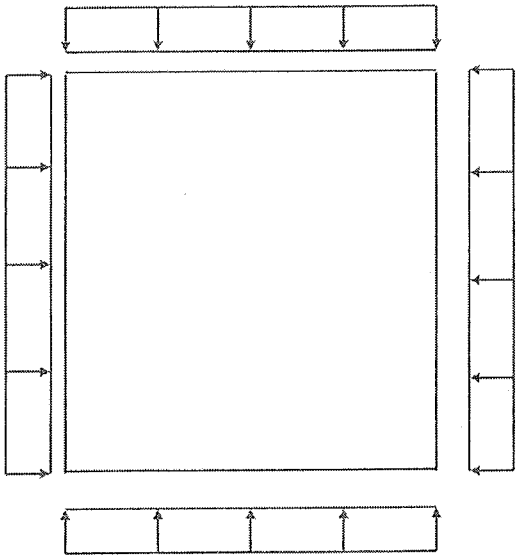
Q = 57.275 kN/㎡

3) CASE 3 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



Q = 35.450 kN/㎡

4) CASE 4 - 횡 수 압



QW = 48.500 kN/㎡

6. 부재력 요약

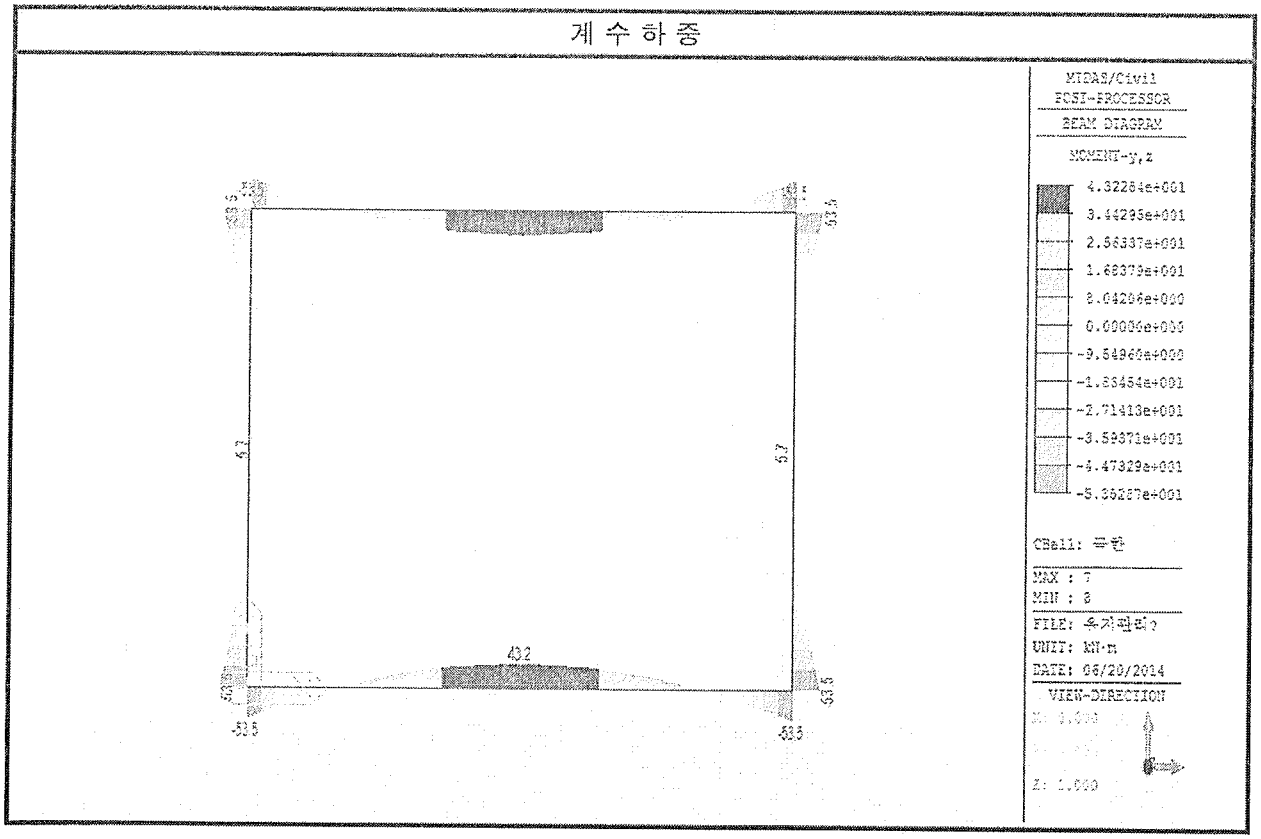
6.1 부재력 집계

[단위 KN,KN-m]

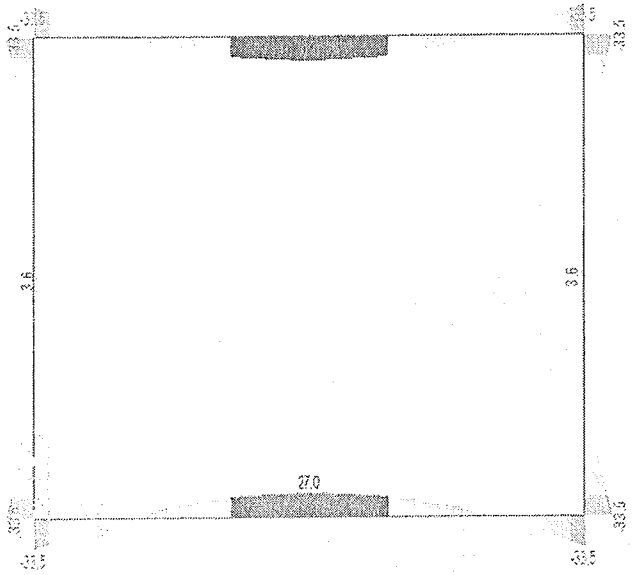
구 분	극한모멘트		사용하중 모멘트	극한전단력		사용철근량	
	작용력	저항력		작용력	저항력	휨철근량	전단철근량
우각부	53.5	93.8	33.5	168.3	189.4	H16@150	H13× 1.67EA/m
중앙부	43.2	93.8	27.0	0.0	142.9	H16@150	-

6.2 단면력도

- 모멘트도



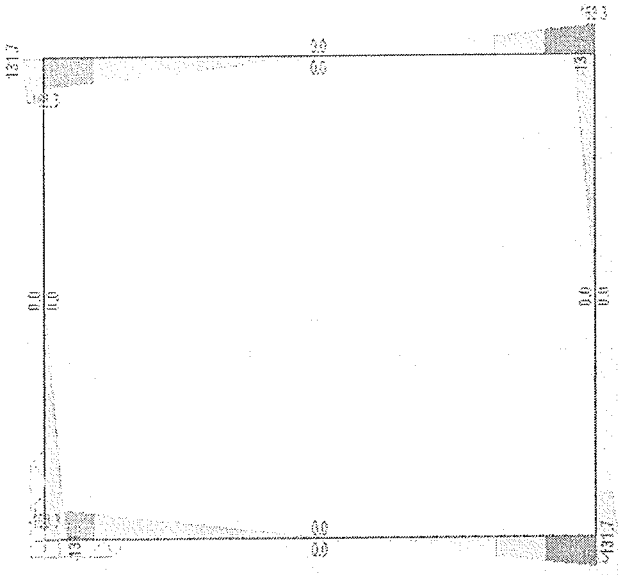
사 용 하 중



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
MOMENT-y,z
2.70159e+001
2.15115e+001
1.60211e+001
1.05267e+001
5.02629e+000
0.00000e+000
-5.98350e+000
-1.14659e+001
-1.69683e+001
-2.24607e+001
-2.79581e+001
-3.34558e+001
CBall: 사용
MAX : 5
MIN : 8
FILE: 유지관리2
UNIT: kN-m
DATE: 06/20/2014
VIEW-DIRECTION

- 전단력도

계 수 하 중



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
SHEAR-y,z
1.68265e+002
1.37474e+002
1.07080e+002
7.64855e+001
4.58913e+001
1.52971e+001
0.00000e+000
-4.58913e+001
-7.64855e+001
-1.07080e+002
-1.37674e+002
-1.68265e+002
CBall: 유한
MAX : 8
MIN : 7
FILE: 유지관리2
UNIT: kN
DATE: 06/20/2014
VIEW-DIRECTION

7. 단면검토

7.1 단부

7.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	30	cm			
· Mu =	53.500	kN.m	· Vu =	168.300	kN	· M =	33.500	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	6.00 cm	· 모멘트 d =	22.0 cm	· 전단력 d =	22.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 7.549 cm^2 [p = 0.00343]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1.324 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 2.31 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	7.700 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	7.150 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	3.750 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	7.700 cm^2	> 3.750	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	10.065 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 16 @ 150	= 13.240 cm^2	[6.7 EA/m]	
	TOTAL	= 13.240 cm^2	[p = 0.006018]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0213 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 93.84 kN.m > Mu = 53.50 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 142.89 kN < Vu = 168.30 kN

· 1/2·Φv Vc = 71.45 kN < Vu = 168.30 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.155 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 1.67 EA/m = 2.116 cm^2 > 1.155 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 142.89 + 46.55 = 189.44 kN > Vu = 168.30 kN

Rm = Md / Mu = 1.75 Rs = Φv Vn / Vu = 1.13

7.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.006018 + √ [2 × 0.042 + 0.042 ²] = 0.251

j = 1 − k / 3 ⇐ 1 − 0.251 / 3 = 0.916

fs = M / [As·d·j]

= 33.50 × 1000 / [13.240 × 22.0 × 0.916] = 125.56 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 125.6) − 2.5 x 72 = 447 mm > 150 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 125.6) = 502 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.2 중앙부

7.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	30	cm			
· Mu =	43.200	kN.m	· Vu =	0.000	kN	· M =	27.000	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	22.0 cm	· 전단력 d =	22.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 6.095 cm^2 [p = 0.00277]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1.324 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 2.31 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒ MIN As =	7.700 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒ MIN As =	7.150 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒ MIN As =	3.750 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒ MIN As =	7.700 cm^2	> 3.750	cm^2
	4/3·Req As	⇒ MIN As =	8.127 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As = H 16 @ 150	= 13.240 cm^2	[6.7 EA/m]		
TOTAL	= 13.240 cm^2	[p = 0.006018]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0213 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 93.84 kN.m > Mu = 43.20 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 142.89 kN > Vu = 0.00 kN

· 1/2·Φv Vc = 71.45 kN > Vu = 0.00 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 142.89 + 0.00 = 142.89 kN > Vu = 0.00 kN

Rm = Md / Mu = 2.17 Rs = Φv Vn / Vu = -

7.2.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.006018 + √ [2 × 0.042 + 0.042 ²] = 0.251

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.251 / 3 = 0.916

fs = M / [As·d·j]

= 27.00 × 1000 / [13.240 × 22.0 × 0.916] = 101.19 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

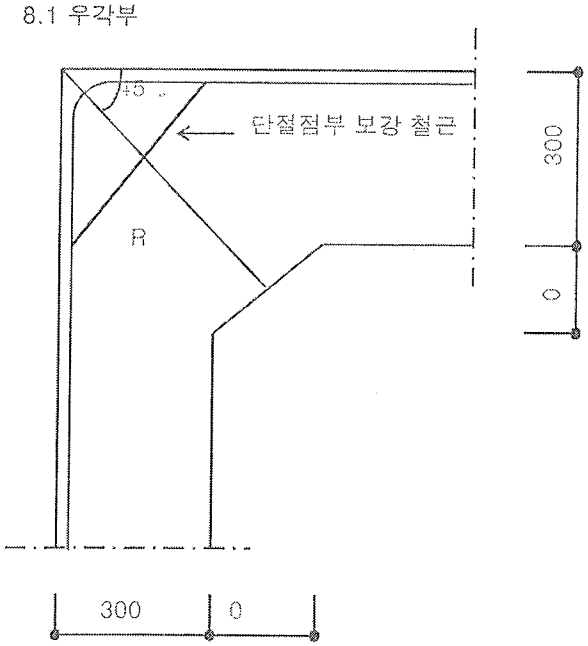
= 375 x (210 / 101.2) - 2.5 x 72 = 598 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 101.2) = 623 mm > 150 mm ∴ O.K.

8. 우각부 검토

8.1 우각부



$R = \sqrt{300.0^2 + 300.0^2}$

$= 424$ mm

Mo = 33.5 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

$= 0.13\sqrt{27} = 0.68$ MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 33.5 \times 10^6}{424 \times 1{,}000} = 0.931 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 33.50 \times 10^6}{424.264 \times 180} = 877 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

As = 1단 H 16 @ 150 : 1,324 mm²

합 1,324 mm² > 877 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 배치

X = 0.65 x 424 = 0.28 m 이내에 배치

철근은 0.4 R 범위 내에 배치

X = 0.4 x 424 = 0.17 m 이내에 배치

9. 배력철근 산정

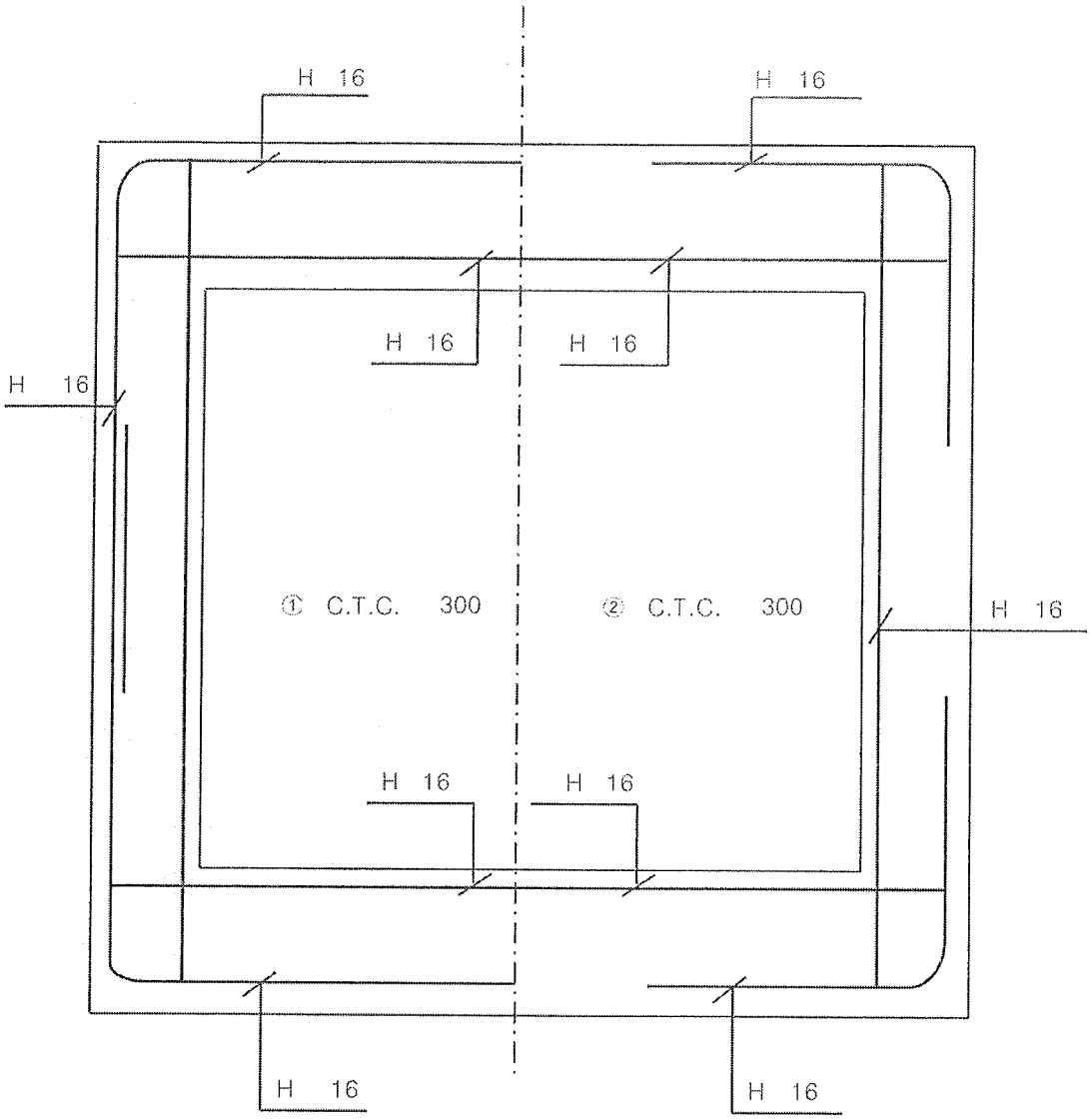
* 배력철근 계산 -- 콘.설 P103,221

① T = 300 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적				=	0.300	㎡			
필요 배력철근량	:	0.0020	x	0.300	=	600.000	㎟	이상	
0.0015hb	=	0.0015	x	0.300	x 1.000	= 450.0	㎟	∵	도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 13 @		300	=	422.333	㎟		h= 1200mm 이하
		H 13 @		300	=	422.333	㎟		
						844.666	㎟		--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 900 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

10. 주철근 조립도



2.6 채광덕트

▨ 구조 설계 요약

구 조 계 산 서								
부 재	모멘트		전단력		안전율		사용철근량	
	작용력	저항력	작용력	저항력	모멘트	전단력	휨철근량	전단철근량
우각부	278.0	304.9	398.7	417.4	1.10	1.05	H22@150	H19× 1.67EA/m
중앙부	265.2	304.9	-	240.3	1.15	-	H22@150	-

1. 설계조건 (상 시)

1) 형　　식 : 철근 콘크리트

2) 기 초 형 식 : 직 접 기 초

3) 토 질 정 수 :

① 단 위 체 적 중 량 : γs = 19.00 kN/m³ (지하수 비고려시)

: $\gamma s'$ = 10.00 kN/m³ (지하수 고려시)

② 뒷채움재 내부마찰각 : Φ = 30 °

③ 토 압 계 수 : 정지토압계수 적용

Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin 30 = 0.500

4) 하 중

① 고정하중

* 철근 콘크리트 : γc = 25.00 kN/m³
* 무근 콘크리트 : γc = 23.50 kN/m³
* 포 장 , 아스팔트 : γc = 23.00 kN/m³

② 활 하 중 : DB-24 하중으로 충격을 포함시키여 토피에 따른 활하중(충격포함), L은 다음과 같다.

토피고(D,m)	노면활하중(Pv ℓ ,kN/㎡)	비　　고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

③ 수 압

단 위 체 적 중 량 : γw = 10.00 kN/m³

* 지하수위고 : GL = -1.00 m

5) 강도감소계수

* 휨 : Φf = 0.85
* 전 단 : Φv = 0.75

6) 사 용 재 료

① 콘 크 리 트 강 도	:	fck =	27	MPa	
② 콘크리트 탄성계수	:	Ec =	26700	MPa	--- 도.설 2.3.3
③ 철 근 항 복 강 도	:	fy =	400	MPa	
④ 철 근 탄성계수	:	Es =	200000	MPa	-- 콘.구 P67

7) 설 계 방 법

① 안 정 성 검 토 : 극한강도 설계법

② 사 용 성 검 토 : 허용응력 설계법

처 짐 검 토

균 열 검 토 [도로교설계기준P.288]

피 로 응 력 검 토

8) 참 고 서 적

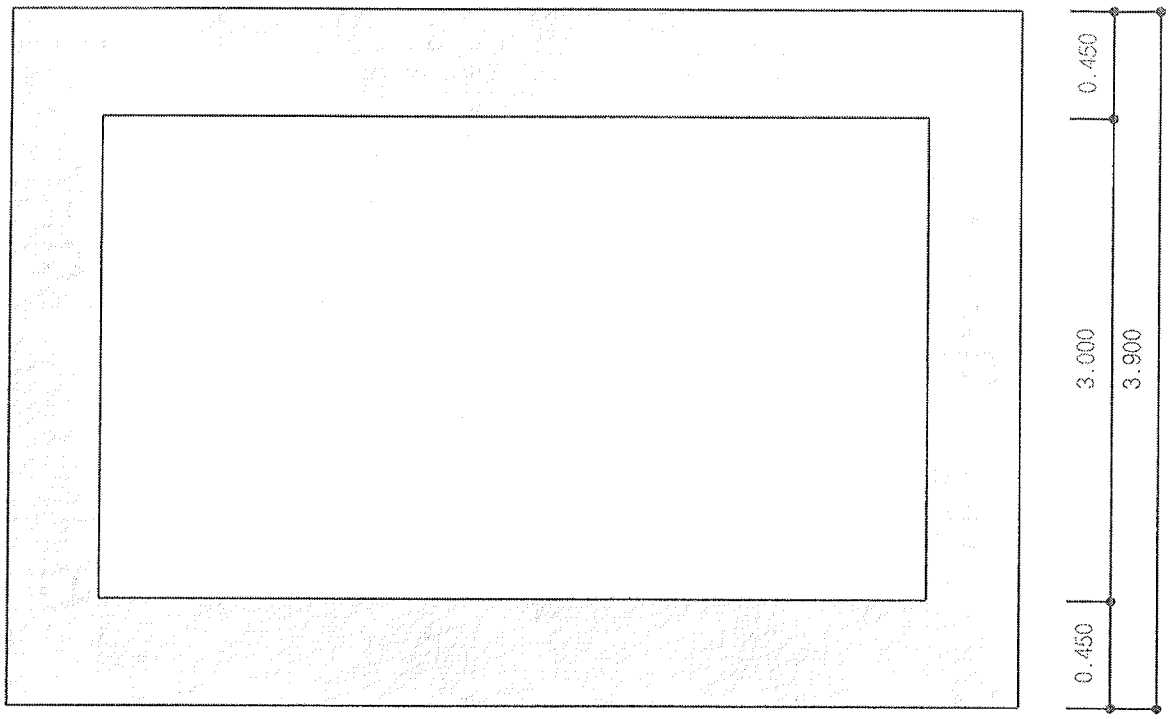
① 도로교설계기준	[2010]	-----	국토해양부
② 도로교설계기준 · 해설	[2008]	-----	대한토목학회
③ 콘크리트구조기준	[2012]	-----	국토해양부
④ 도로설계편람	[2008]	-----	국토해양부
⑥ 구조물 기초설계기준 · 해설	[2009]	-----	국토해양부
⑦ 지하철 9호선 설계기준		-----	서울특별시 지하철건설본부

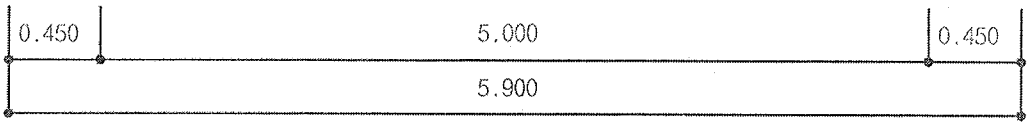
9) 사용 프로그램

- 단면력 산정 : MIDAS 범용 해석 프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

2. 단면가정

FH = 5.85 m





3. 하 중

1) 노면 활하중 (CASE-1)

토피고(D,m)	노면활하중(Pv ℓ ,kN/㎡)	비 고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

* 정지토압계수 Ko = 1 - sin 30 = 0.500

PvL x Ko = 15.00 x 1/2 = 7.500 kN/㎡

2) 토 압

(1) 지하수 비고려시 (CASE-2)

Q = 0.500 x (0.850 x 23.000 + 5.000 x 19.000) = 57.275 kN/㎡

(2) 지하수 고려시 (CASE-3)

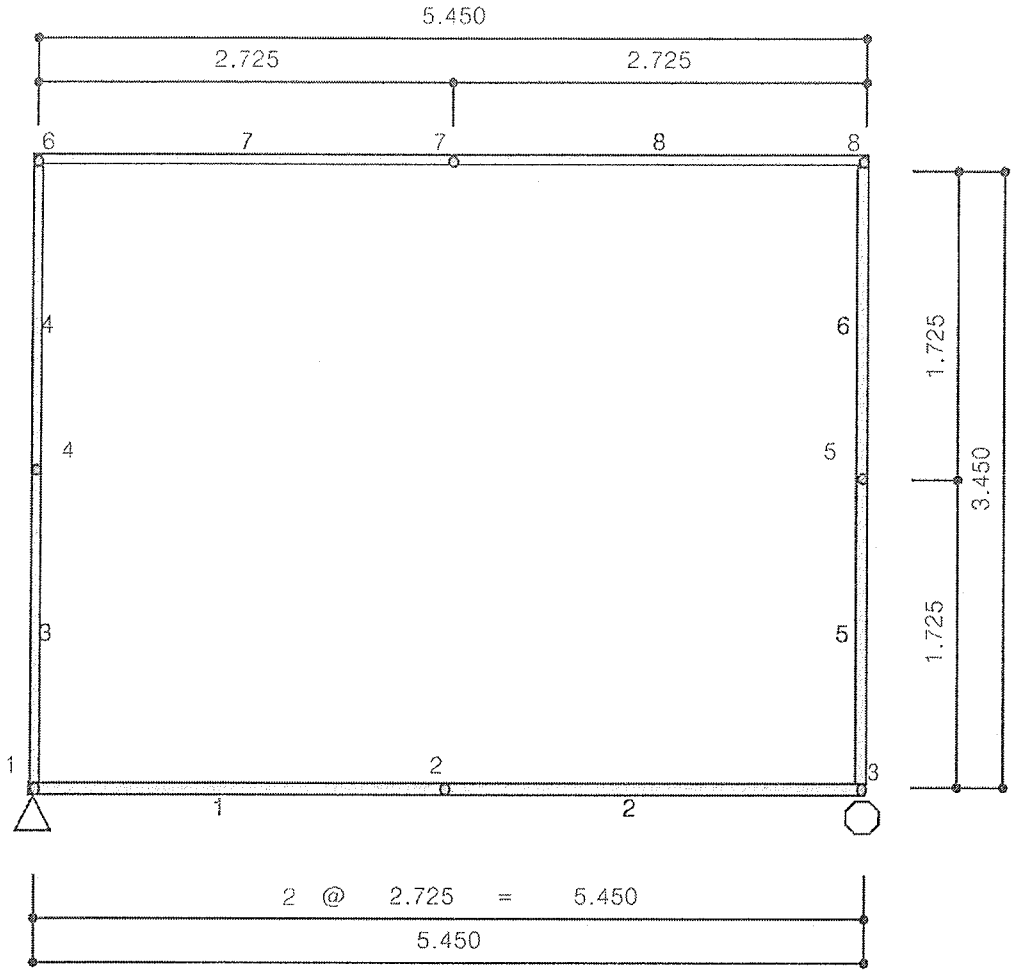
Q = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 0.150 x 19.00
+ 4.850 x 10.00) = 35.450 kN/㎡

3) 수 압 (CASE-4)

QW = 4.850 x 10.000 = 48.500 kN/㎡

4. 입력 DATA

1) 모 델 링



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
벽 체	1.0	0.45	0.450	0.0075938	26700	1 ~ 8

5. 하중조합 및 하중재하도 --- 콘.구 3.3.2

5.1 하중조합

① 극한 하중

- 지하수 비고려시

U = 1.6 x case-1 + 1.6 x case-2

- 지하수 고려시

U = 1.6 x case-1 + 1.6 x case-3 + 1.6 x case-4

② 사용 하중

- 지하수 비고려시

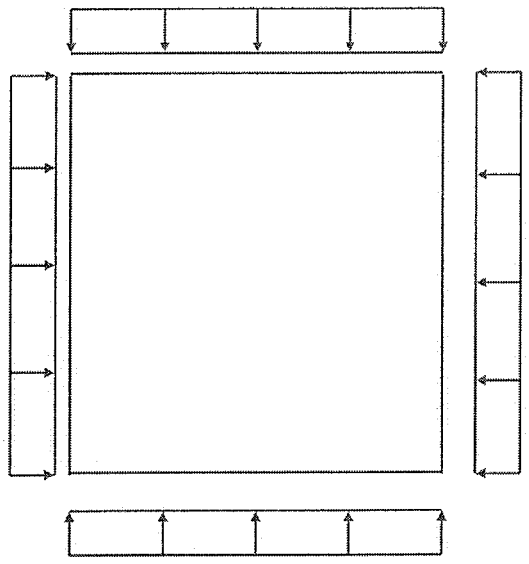
U = 1 x case-1 + 1 x case-2

- 지하수 고려시

U = 1 x case-1 + 1 x case-3 + 1 x case-4

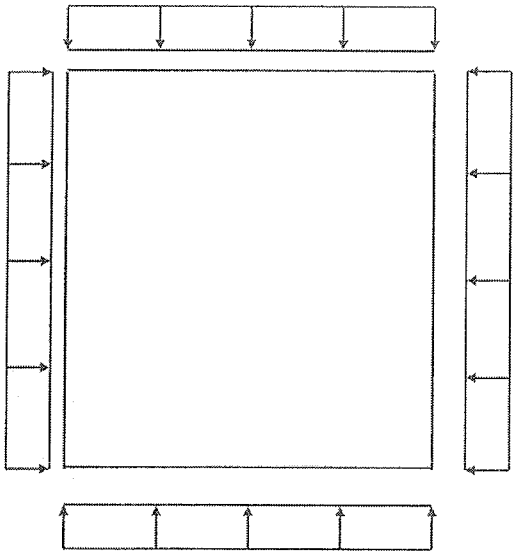
5.2 하중재하도

1) CASE 1 - 활 하 중



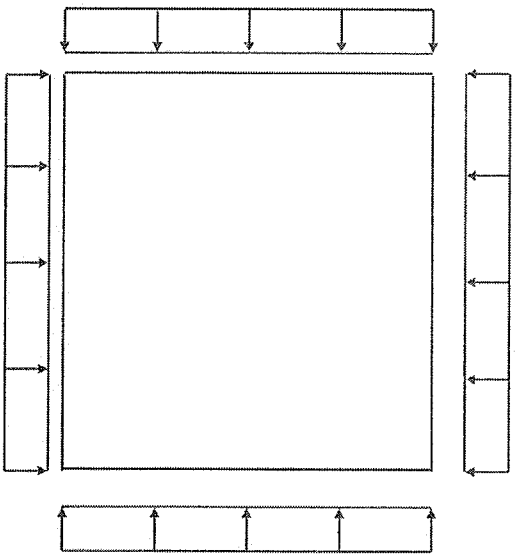
W = 7.500 kN/㎡

2) CASE 2 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)



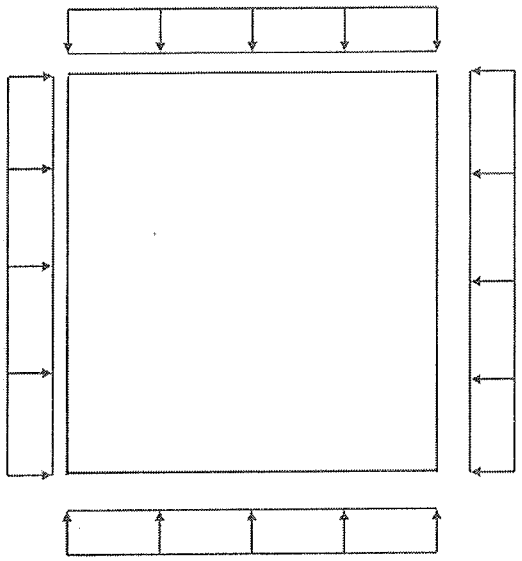
Q = 57.275 kN/㎡

3) CASE 3 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



Q = 35.450 kN/㎡

4) CASE 4 - 횡 수 압



QW = 48.500 kN/㎡

6. 부재력 요약

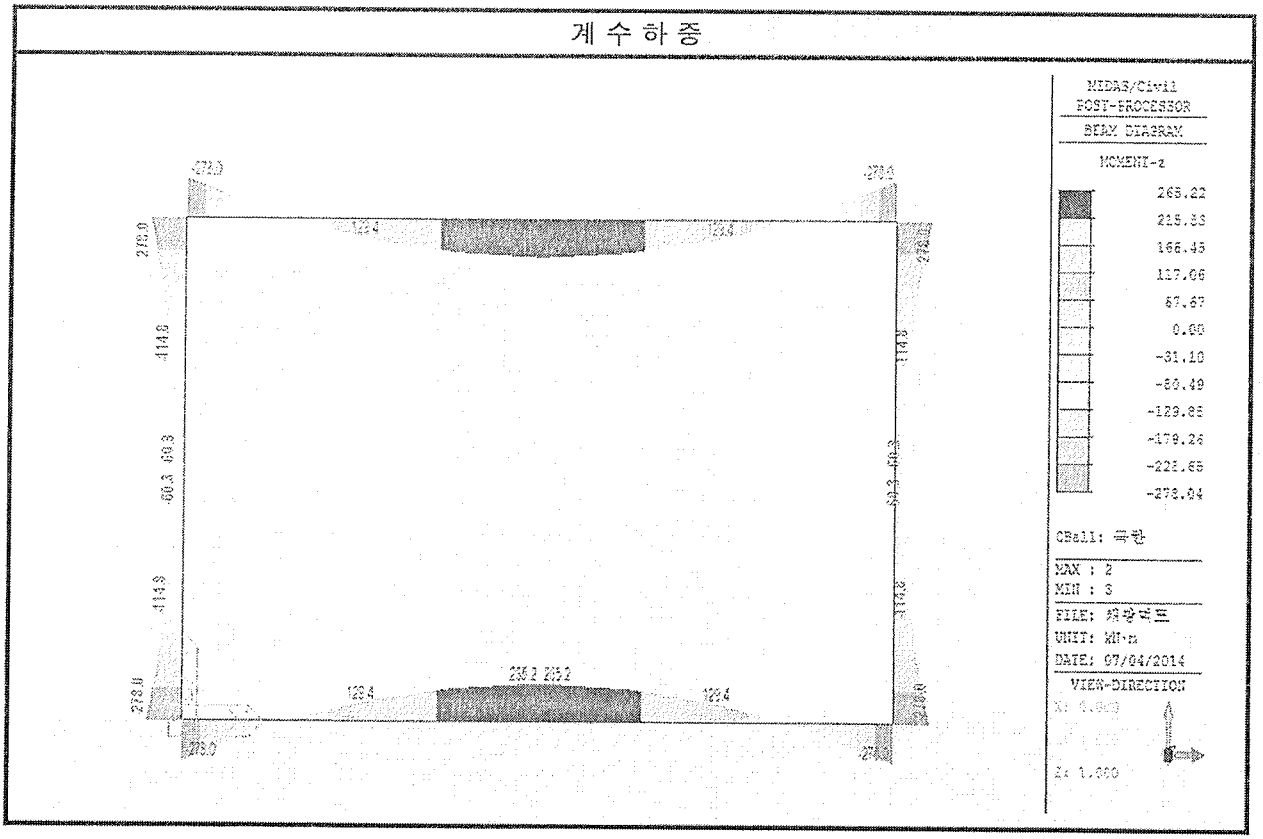
6.1 부재력 집계

[단위 KN,KN-m]

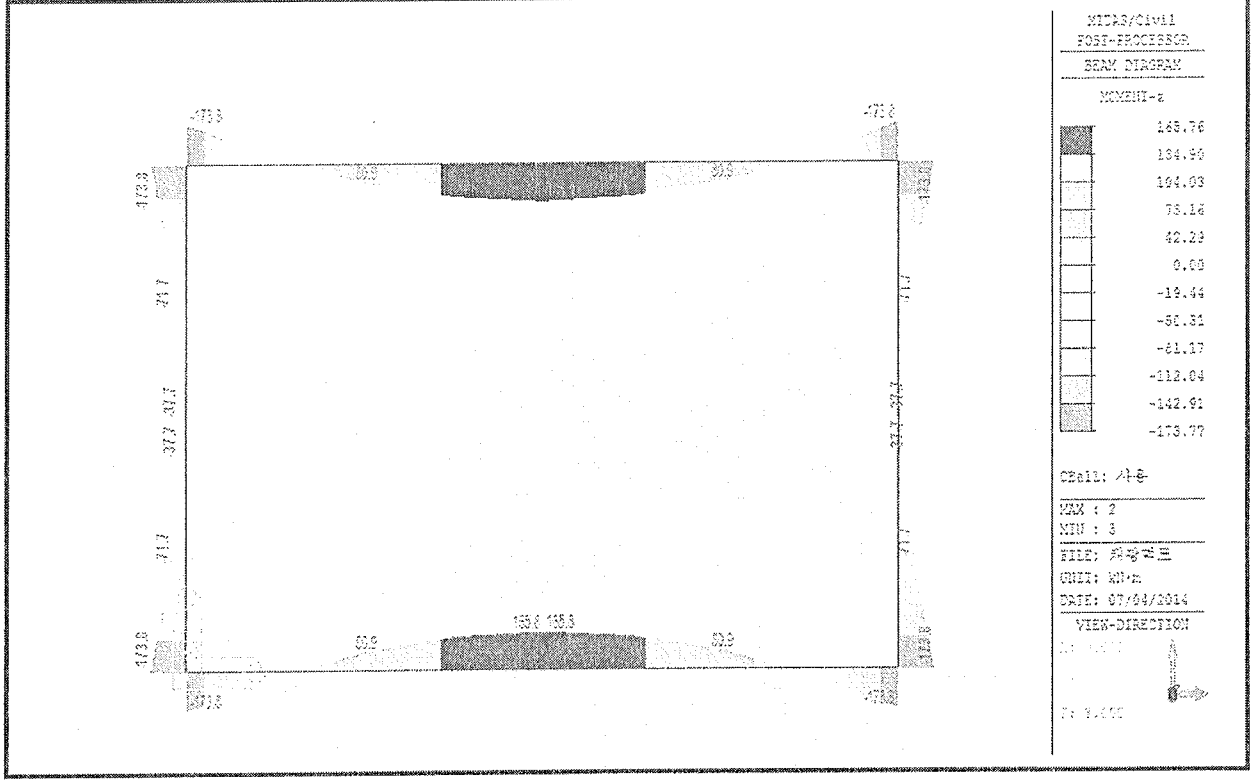
구 분	극한모멘트		사용하중 모멘트	극한전단력		사용철근량	
	작용력	저항력		작용력	저항력	휨철근량	전단철근량
우각부	278.0	304.9	173.8	398.7	417.4	H22@150	H19× 1.67EA/m
중앙부	265.2	304.9	165.8	0.0	240.3	H22@150	-

6.2 단면력도

- 모멘트도

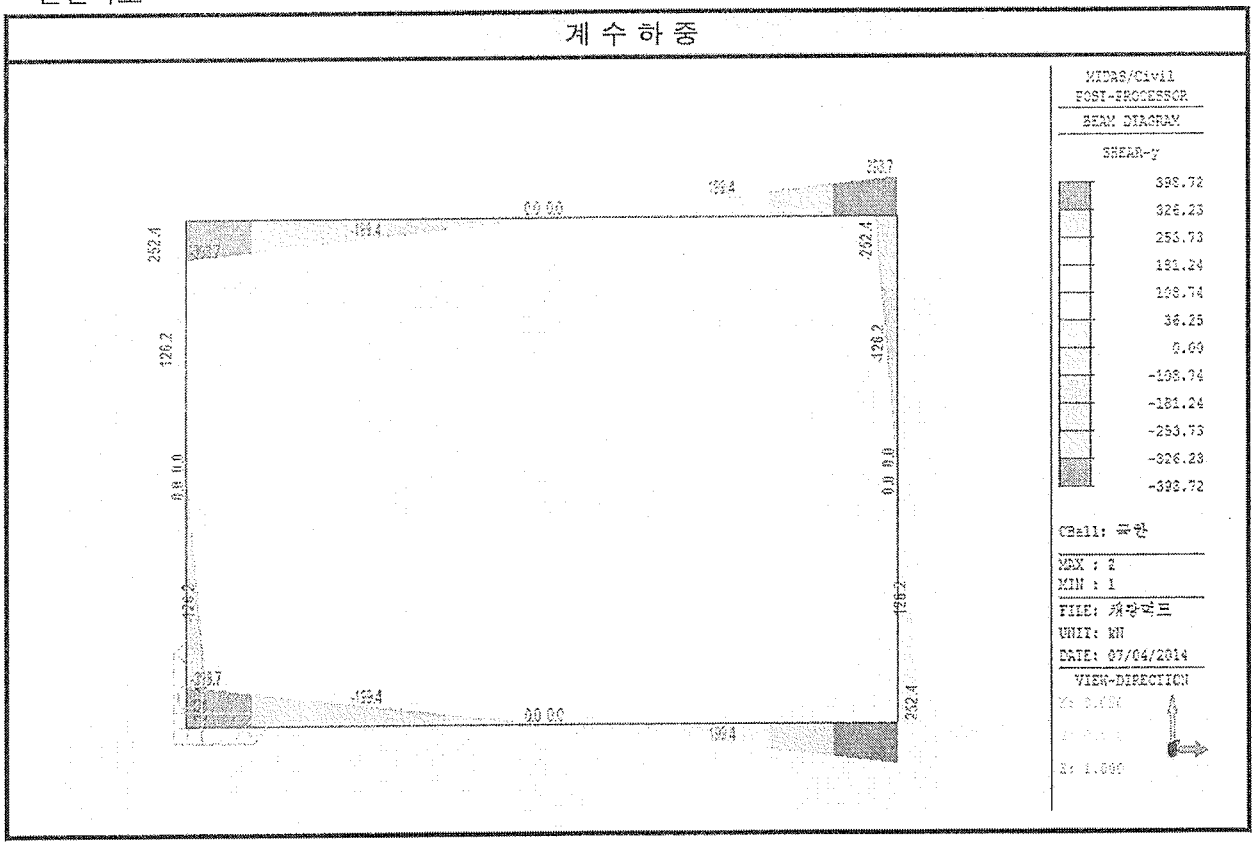


사 용 하 중



- 전단력도

계 수 하 중



7. 단면검토

7.1 단부

7.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	45	cm			
· Mu =	278.000	kN.m	· Vu =	398.700	kN	· M =	173.800	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	37.0 cm	· 전단력 d =	37.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 23.529 cm^2 [p = 0.00636]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (2.581 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 4.50 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	12.950 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	12.025 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	5.625 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	12.950 cm^2	>	5.625	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	31.372 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 22 @ 150	= 25.807 cm^2	[6.7 EA/m]		
	TOTAL	= 25.807 cm^2	[p = 0.006975]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 4.498 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 5.292 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0180 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 304.92 kN.m > Mu = 278.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 240.32 kN < Vu = 398.70 kN

· 1/2·Φv Vc = 120.16 kN < Vu = 398.70 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 4.281 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 1.67 EA/m = 4.785 cm^2 > 4.281 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 240.32 + 177.03 = 417.35 kN > Vu = 398.70 kN

Rm = Md / Mu = 1.10 Rs = Φv Vn / Vu = 1.05

7.1.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.006975 + √ [2 × 0.049 + 0.049 ²] = 0.267

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.267 / 3 = 0.911

fs = M / [As·d·j]

= 173.80 × 1000 / [25.807 × 37.0 × 0.911] = 199.8 MPa

s = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 199.8) - 2.5 x 69 = 222 mm > 150 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 199.8) = 315 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.2 중앙부

7.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	45	cm			
· Mu =	265.200	kN.m	· Vu =	0.000	kN	· M =	165.800	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	37.0 cm	· 전단력 d =	37.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 22.446 cm^2 [p = 0.00607]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (2.581 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 4.50 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	12.950 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	12.025 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	5.625 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	12.950 cm^2	>	5.625	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	29.928 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 22 @ 150	= 25.807 cm^2	[6.7 EA/m]		
	TOTAL	= 25.807 cm^2	[p = 0.006975]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 4.498 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 5.292 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0180 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 304.92 kN.m > Mu = 265.20 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 240.32 kN > Vu = 0.00 kN

· 1/2·Φv Vc = 120.16 kN > Vu = 0.00 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 240.32 + 0.00 = 240.32 kN > Vu = 0.00 kN

Rm = Md / Mu = 1.15 Rs = Φv Vn / Vu = −

7.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.006975 + √ [2 × 0.049 + 0.049 ²] = 0.267

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.267 / 3 = 0.911

fs = M / [As·d·j]

= 165.80 × 1000 / [25.807 × 37.0 × 0.911] = 190.6 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

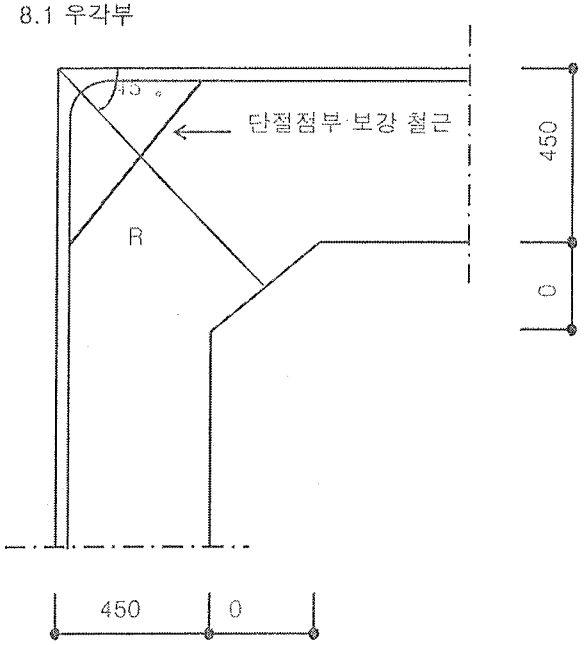
= 375 x (210 / 190.6) − 2.5 x 69 = 241 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 190.6) = 331 mm > 150 mm ∴ O.K.

8. 우각부 검토

8.1 우각부



$$R = \sqrt{450.0^2 + 450.0^2} = 636 \text{ mm}$$

Mo = 173.8 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$$fca = 0.13\sqrt{fck} = 0.13\sqrt{27} = 0.68 \text{ MPa}$$

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 173.8 \times 10^6}{636 \times 1{,}000} = 2.146 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 173.80 \times 10^6}{636.396 \times 180} = 3{,}034 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

As = 1단 H 25 @ 150 : 3,378 mm²

합 3,378 mm² > 3,034 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 배치

X = 0.65 x 636 = 0.41 m 이내에 배치

철근은 0.4 R 범위 내에 배치

X = 0.4 x 636 = 0.25 m 이내에 배치

9. 배력철근 산정

* 배력철근 계산 ---- 콘.설 P103,221

① T = 450 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 0.450 m^2

단면적의 0.002 : 0.0020 x 0.450 = 900.000 ㎟ 이상

0.0015hb = 0.0015 x 0.450 x 1.000 = 675.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

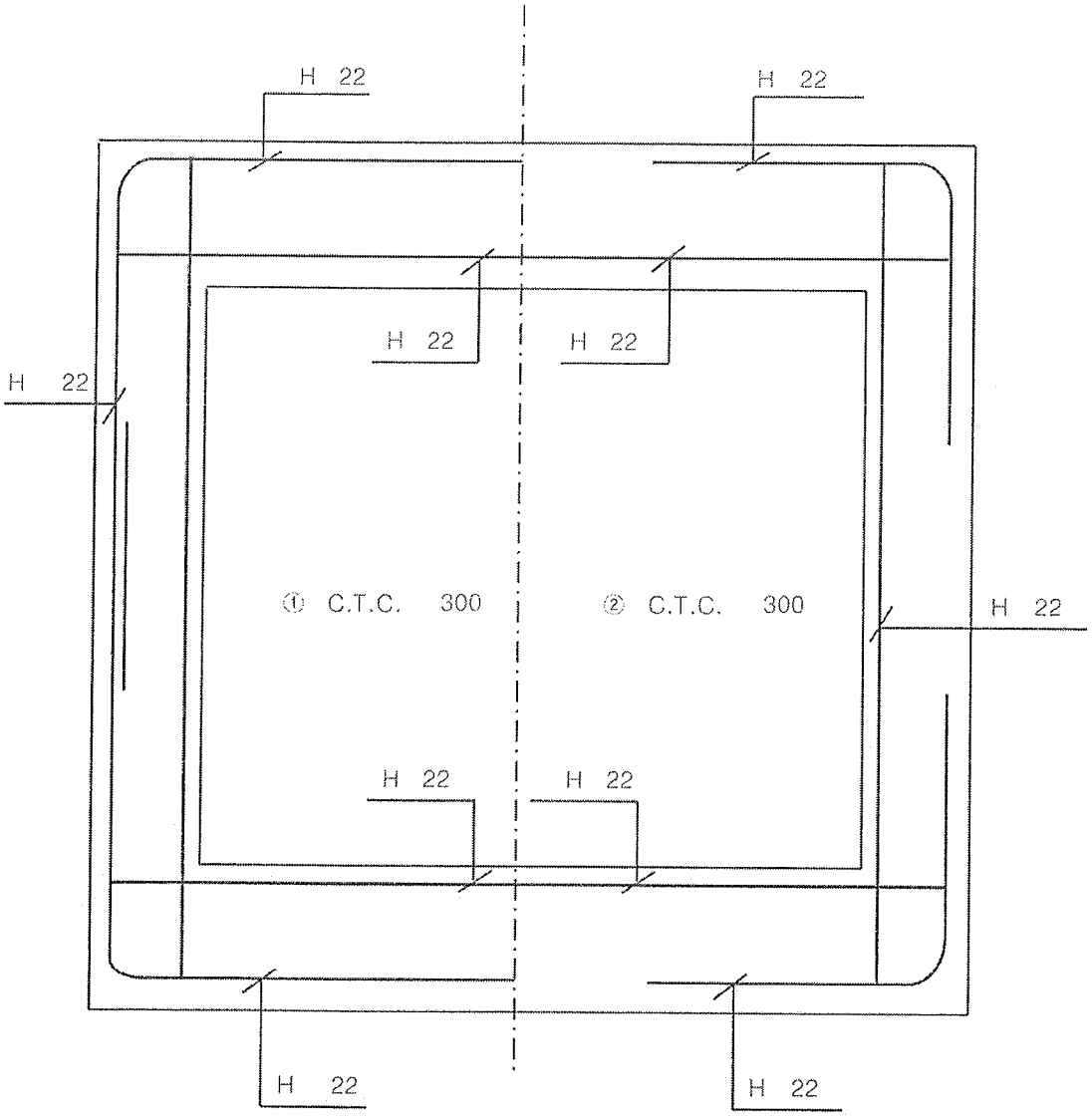
사용 배력철근량 : H 16 @ 300 = 662.000 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.000 ㎟

1324.000 ㎟ --- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 1350 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

10. 주철근 조립도



2.7 보강거더

거더 1

1. 설계조건

(1) 형식 : 보강 거더 및 기둥 -1 (철근 콘크리트 구조)

(2) 강도감소계수

* 휨 : $\Phi f = 0.85$
* 전 단 : $\Phi v = 0.75$

(3) 사용재료

① 콘 크 리 트 강 도	:	fck =	27	MPa	
② 콘크리트 탄성계수	:	Ec =	26700	MPa	--- 도.설 2.3.3
③ 철 근 항 복 강 도	:	fy =	400	MPa	
④ 철 근 탄성계수	:	Es =	200000	MPa	-- 콘.수 P67

(4) 설계방법

강도설계법

(5) 참고문헌

콘크리트구조기준 '2012 - 국토해양부

도로교 설계기준 '2010 - 국토해양부

도로 암거 표준도 보고서 '98 - 건설교통부

기타 관련 도서

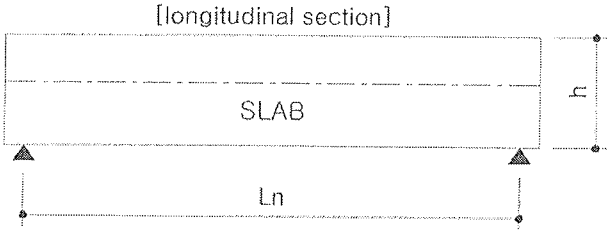
2. 거더,기둥검토

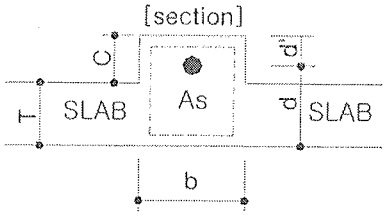
2.1 거더 검토

(1) 하부거더

- 하부거더의 단면력 산정

1) Input Data





- 거더의 지간 : L = 2700.0 mm
- 거더의 순 지간 : Ln = 1925.0 mm
- 단면 폭 : b = 900.0 mm
- 단면 높이 : h = 2000.0 mm
- 유효높이 : d = 1850.0 mm
- 슬래브 두께 : T = 1500.0 mm
- 헌치 두께 : C = 500.0 mm

- Ln / d = 1.04 < 4 ∴ 따라서 Deep Beam으로 계산

2) 하중계산

- W = 3041.665 kN/m

3) 단면력 산정

① 극한 모멘트 (지점부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 10 = 3041.67 \times 1.93^2 / 10 = 1127.127$ kN.m

② 극한 모멘트 (중앙부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 14 = 3041.67 \times 1.93^2 / 14 = 805.091$ kN.m

③ 극한 전단력 (위험단면)

- $Vu = W \times Ln \times 1.15 / 2 = 3041.67 \times 1.93 \times 1.15 / 2 = 3366.743$ kN.m

※ Deep Beam 에서 전단에 대한 위험단면 : 등분포 하중의 경우 0.15Ln

$0.15 \times Ln = 288.75$ mm

- $Vu' = Vu - 0.15Ln \times W$

$= 3366.743 - 0.289 \times 3041.665 = 2488.462$ kN

4) 단면검토 : 하부거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
900.00	2000.00	1850.00	150.00	1127.13	2488.46

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2578.500 x 400.00 = 1031400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 900.000 = 20655.000 x a

T = C 이므로, a = 49.935 mm, c = 49.935 / β1 = 49.935 / 0.85 = 58.747 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1850.00 - 58.747) / 58.747 = 0.09147

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1809.064 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2578.5 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.425]

1단 : H19 - 9.0 EA (= 2578.5 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00155

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 49.935 mm

ΦMn = 0.85 x 2578.500 x 400 x (1850.00 - a/2) = 1599.988 kN.m

≥ Mu (= 1127.127 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.420]

5) 깊은보에 대한 전단검토 : 하부거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
900.00	1925.00	1850.00	2488.46	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.75 x 5 x √27 / 6 x 900.00 x 1850.00

= 5407.246 kN ≥ Vu(= 2488.462 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 900.00 x 1850.00 = 1081.449 kN

< Vu (= 2488.462 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 2.0 EA (=573.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=450.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 2.0 EA (=573.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=202.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 2706.629 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.75 x (2706.629 + 1441.932)

= 3111.421 kN ≥ Vu(= 2488.462 kN) ∴ O.K

6) 단면검토 : 하부거더 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
900.00	2000.00	1920.00	80.00	805.09	0.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1787.400 x 400.00 = 714960.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 900.000 = 20655.000 x a

T = C 이므로, a = 34.614 mm, c = 34.614 / β1 = 34.614 / 0.85 = 40.723 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1920.00 - 40.723) / 40.723 = 0.13844

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1241.056 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1787.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.440]

1단 : H16 - 9.0 EA (= 1787.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00103

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 34.614 mm

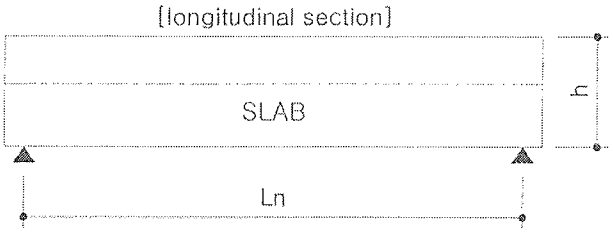
ΦMn = 0.85 x 1787.400 x 400 x (1920.00 - a/2) = 1156.297 kN.m

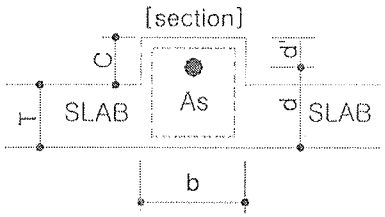
≥ Mu (= 805.091 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.436]

(2) 중간거더

- 중간거더의 단면력 산정

1) Input Data





- 거더의 지간 : L = 2700.0 mm
- 거더의 순 지간 : Ln = 1925.0 mm
- 단면 폭 : b = 500.0 mm
- 단면 높이 : h = 800.0 mm
- 유효높이 : d = 670.0 mm
- 슬래브 두께 : T = 1500.0 mm
- 헌치 두께 : C = 500.0 mm

- Ln / d = 2.87 < 4 ∴ 따라서 Deep Beam으로 계산

2) 하중계산

- W = 168.745 kN/m

3) 단면력 산정

① 극한 모멘트 (지점부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 10 = 168.75 \times 1.93^2 / 10 = 62.531$ kN.m

② 극한 모멘트 (중앙부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 14 = 168.75 \times 1.93^2 / 14 = 44.665$ kN.m

③ 극한 전단력 (위험단면)

- $Vu = W \times Ln \times 1.15 / 2 = 168.75 \times 1.93 \times 1.15 / 2 = 186.780$ kN.m

※ Deep Beam 에서 전단에 대한 위험단면 : 등분포 하중의 경우 0.15Ln

$0.15 \times Ln = 288.75$ mm

- $Vu' = Vu - 0.15Ln \times W$
  $= 186.780 - 0.289 \times 168.745 = 138.055$ kN

4) 단면검토 : 중간거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
500.00	800.00	670.00	130.00	62.53	138.06

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 993.000 x 400.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 500.000 = 11475.000 x a

T = C 이므로, a = 34.614 mm, c = 34.614 / β1 = 34.614 / 0.85 = 40.723 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (670.00 - 40.723) / 40.723 = 0.04636

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 276.487 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 993.0 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 3.591]

1단 : H16 - 5.0 EA (= 993.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00296

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 34.614 mm

ΦMn = 0.85 x 993.000 x 400 x (670.00 - a/2) = 220.362 kN.m

≥ Mu (= 62.531 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.524]

5) 깊은보에 대한 전단검토 : 중간거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
500.00	1925.00	670.00	138.06	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$\Phi Max\ Vn = \Phi \times 5 \times \sqrt{fck} / 6 \times b \times d$

$= 0.75 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 500.00 \times 670.00$

$= 1087.944\ kN \geq Vu(= 138.055\ kN) \quad \therefore O.K$

* 콘크리트의 전단강도

$\Phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d$

$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 500.00 \times 670.00 = 217.589\ kN$

$\geq Vu\ (= 138.055\ kN)$. 전단보강 불필요.

6) 단면검토 : 중간거더 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
500.00	800.00	720.00	80.00	44.67	0.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 993.000 x 400.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 500.000 = 11475.000 x a

T = C 이므로, a = 34.614 mm, c = 34.614 / β1 = 34.614 / 0.85 = 40.723 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 40.723) / 40.723 = 0.05004

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 183.267 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 993.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) . [사용률 = 5.418]

1단 : H16 - 5.0 EA (= 993.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00276

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 34.614 mm

ΦMn = 0.85 x 993.000 x 400 x (720.00 - a/2) = 237.243 kN.m

≥ Mu (= 44.665 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.312]

2.2 기둥 검토

(1) 기둥

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1200.000	500.000	80.000	420.000	8431.627	204.393	24.241

* 철근비 검토

Ag = 600000.00 mm² , Ast = 11613.00 mm² , Puse = 0.01936

- 1단 : H22 - 30EA (As=11613.000 mm²), d1 = 80.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0194) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm, ab = k1 x cb = 214.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 214.200 x 1200.000 = 5899.068 kN

∑Csi = 1897.761 kN, ∑Tsi = 2011.077 kN

Pb = 5899.068 + 1897.761 - 2011.077 = 5785.753 kN

Mb = Cc x 142.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1481.727 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 256.099 mm, e = Mu/Pu = 24.241 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 556.018 mm, a = k1 x c = 472.615 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 472.615 x 1200.000 = 13015.827 kN

∑Csi = 3023.359 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 13015.827 + 3023.359 - 0.000 = 16039.186 kN

Mn = Cc x 250.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 388.811 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=24.241) | = 0.0000 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 500.00 - 80.00 = 420.000 mm

c = 556.018 mm, a = k1 x c = 472.615 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (420.00-556.02) / 556.02 = -0.00073

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14518.945 kN < Pn = 16039.186 kN

ΦPn = 0.65 x 14518.945 = 9437.314 kN ≥ Pu = 8431.627 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.024 = 228.772 kN.m ≥ Mu = 204.393 kN.m ∴ O.K

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1200.000	500.000	80.000	420.000	5853.163	328.283	56.086

* 철근비 검토

Ag = 600000.00 mm² , Ast = 11613.00 mm² , Puse = 0.01936

- 1단 : H22 - 30EA (As=11613.000 mm²), d1 = 80.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0194) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm, ab = k1 x cb = 214.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 214.200 x 1200.000 = 5899.068 kN

∑Csi = 1897.761 kN, ∑Tsi = 2011.077 kN

Pb = 5899.068 + 1897.761 - 2011.077 = 5785.753 kN

Mb = Cc x 142.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1481.727 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 256.099 mm, e = Mu/Pu = 56.086 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 477.896 mm, a = k1 x c = 406.212 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 406.212 x 1200.000 = 11187.070 kN

∑Csi = 2700.375 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 11187.070 + 2700.375 - 0.000 = 13887.445 kN

Mn = Cc x 250.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 779.003 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=56.094) | = 0.0075 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 500.00 - 80.00 = 420.000 mm

c = 477.896 mm, a = k1 x c = 406.212 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (420.00-477.90) / 477.90 = -0.00036

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14518.945 kN ≥ Pn = 13887.445 kN

ΦPn = 0.65 x 13887.445 = 9026.839 kN ≥ Pu = 5853.163 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.056 = 506.284 kN.m ≥ Mu = 328.283 kN.m ∴ O.K

3) 전단 검토

① 기둥에 발생하는 최대전단력

- V = 405.202 kN

② 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.75)

- Vn = Vmax/Φ = 540.270 kN

③ 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

  h = 500.000 mm, d' = 80.000 mm

  Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)

  = 138.125 mm

  d = h/2 + Zs

  = 500.000/2 + 138.125

  = 388.125 mm

- 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

  Vc = 1/6 x √(fck) x b x d

  = 1/6 x √(27.0) x 500.000 x 388.125

  = 168.063 kN

- 필요철근 전단력 Vs

  Vc/2 = 84.032 ≤ Vn > Vc = 168.063 ∴ 전단 철근 필요

  Vs = 372.207 kN

④ 필요철근량 계산 Av

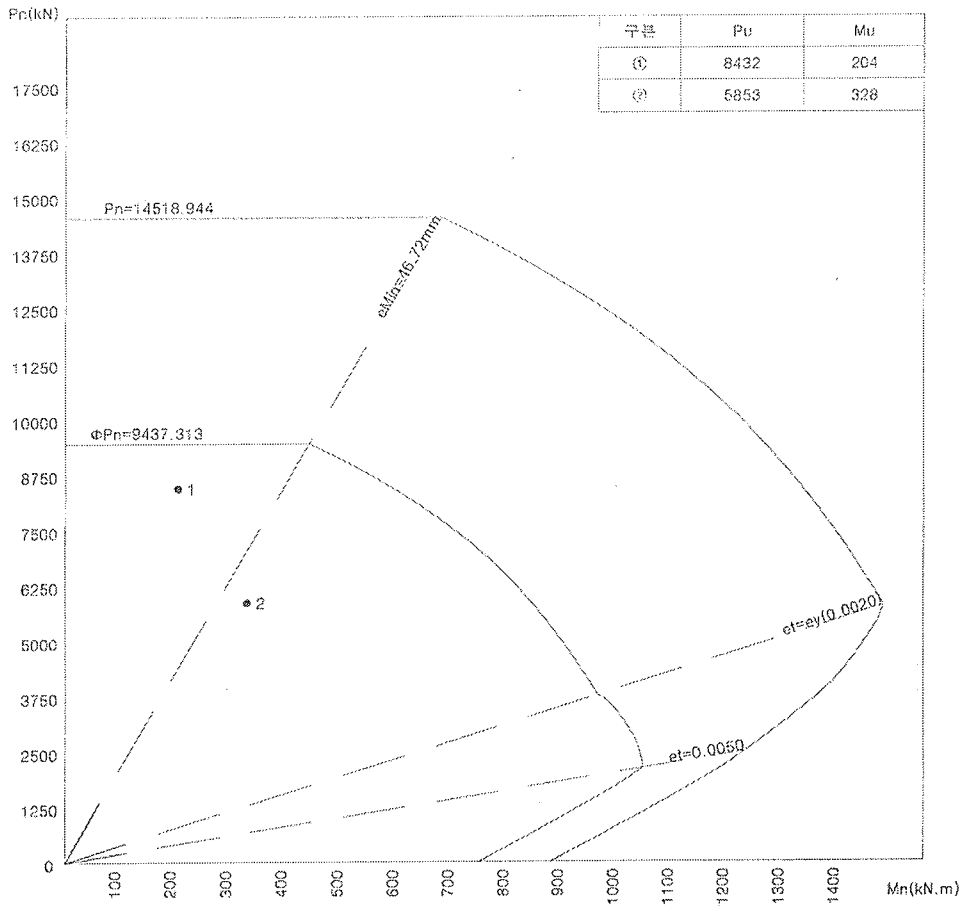
Av = Vs x s / (fy x d) = 359.620 mm² ∵ Vs = Av x fy x d / s ; 전단 철근 필요시

띠철근의 수직 간격 S = 150.00 mm d = 388.125 mm fy = 40.00 MPa

사용철근량 : H16 x 2EA = 397.200 mm²

AvUse = 397.200 mm² ≥ 359.620 mm² ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	8432	204
②	5853	328

거더 2

1. 설계조건

(1) 형식 : 보강 거더 및 기둥 -2 (철근 콘크리트 구조)

(2) 설계하중

1) 하중

- 상부 보강 거더에 작용하는 하중

극한하중	=	151.0	kN/m
사용하중	=	125.8	kN/m

- 하부 보강 거더에 작용하는 하중

극한하중	=	637.9	kN/m
사용하중	=	486.5	kN/m

- 보강 기둥에 작용하는 응력

축 력	=	3173.2	kN/m

(3) 강도감소계수

* 휨 : Φf = 0.85
* 전 단 : Φv = 0.75

(4) 사용재료

① 콘 크 리 트 강 도	:	fck =	27	MPa	
② 콘크리트 탄성계수	:	Ec =	26700	MPa	--- 도.설 2.3.3
③ 철 근 항 복 강 도	:	fy =	400	MPa	
④ 철 근 탄성계수	:	Es =	200000	MPa	-- 콘.구 P67

(5) 설계방법

강도설계법

(6) 참고문헌

콘크리트구조기준 '2012 - 국토해양부

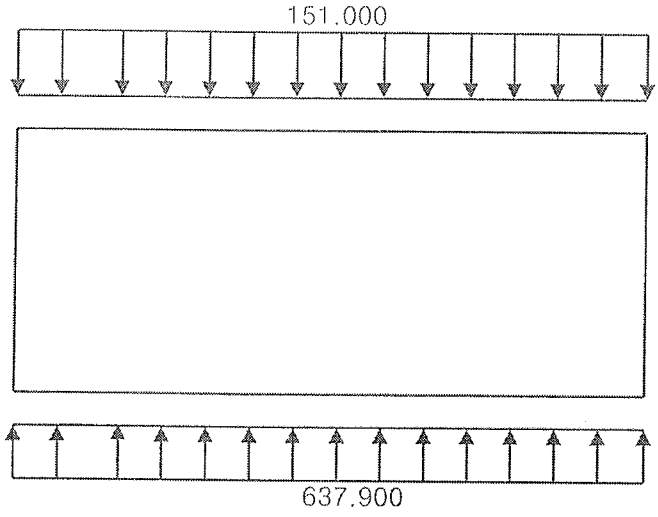
도로교 설계기준 '2010 - 국토해양부

도로 암거 표준도 보고서 '98 - 건설교통부

기타 관련 도서

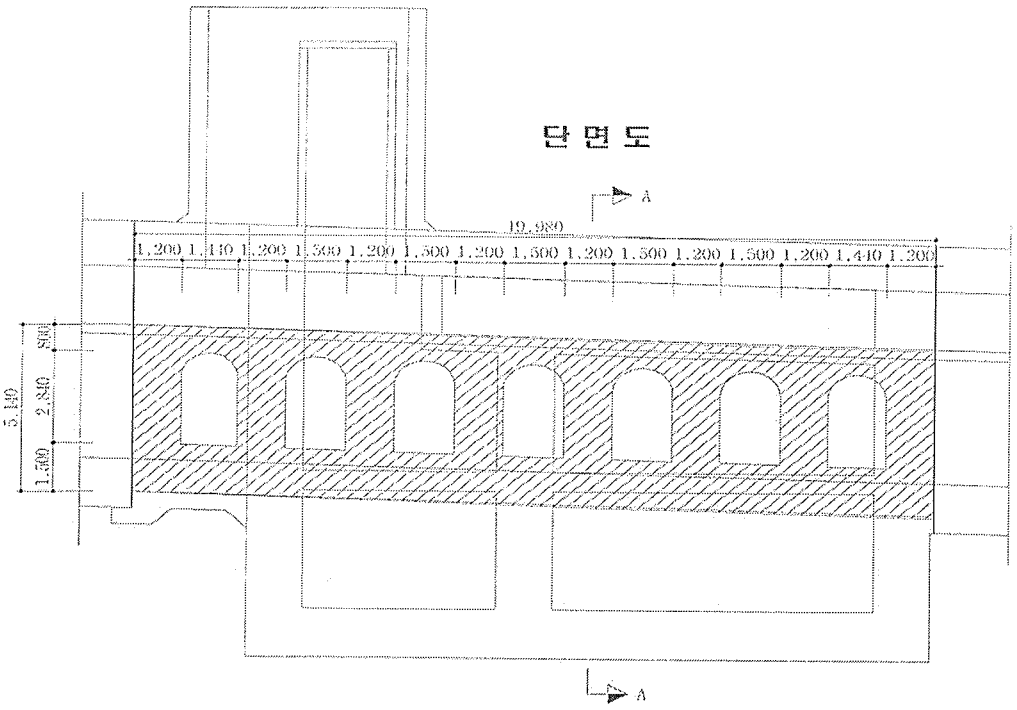
2. 하중재하(극한하중)

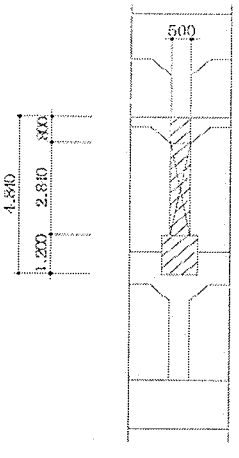
* 보강 거더에 작용하는 하중



Ln = 2.700 m

3. 단면가정





4. 단면력 산정

1) GIRDER의 단면력 산정

Wu = 보의 단위 길이당 또는 슬래브의 단위면적당 극한(또는 설계)하중 = 전단력

Ln = 정모멘트와 전단에 대해서는 순경간
(부모멘트의 경우에는 인접 두 지간의 평균 순경간)

Mu1 = 일반 내부 받침부 내외면에서의 부모멘트

Mu1 = (Wu x Ln^2) / 10

Mu2 = 내부 지간에서의 정모멘트

Mu2 = (Wu x Ln^2) / 14

Vu = 전 단 력,

거더 = Vu = 1.15 x (Wu x Ln) / 2

깊은보 = Vu = 1.15 x (Wu x Ln) / 2 - 0.15 x (Wu x Ln)

A. 상부 보강 거더 (□ 800 x 500)

지 점 부

Mu1 = (Wu x Ln^2) / 10

= (151.000 x 2.700 ^{2}) / 10 = 110.079 kn.m

중 앙 부

Mu2 = (Wu x Ln^2) / 14

= (151.000 x 2.700 ^{2}) / 14 = 78.628 kn.m

지 점 부

Vu = 1.15 x (Wu x Ln) / 2

= 1.15 x (151.00 x 2.700) / 2 = 234.428 kn

B. 하부 보강 거더 (□ 1.200 x 900)

지 점 부

Mu1 = (Wu x Ln²) / 10

= (637.900 x 2.700 ²) / 10 = 465.029 kn.m

중 앙 부

Mu2 = (Wu x Ln²) / 14

= (637.900 x 2.700 ²) / 14 = 332.164 kn.m

지 점 부

Vu = 1.15 x (Wu x Ln) / 2

= 1.15 x (637.90 x 2.700) / 2 = 990.340 kn

※ Deep Beam 에서 전단에 대한 위험단면 : 등분포 하중의 경우 0.15Ln

0.15 × Ln = 0.15 x 2.700 = 0.405 m

- Vu' = Vu - 0.15Ln × W

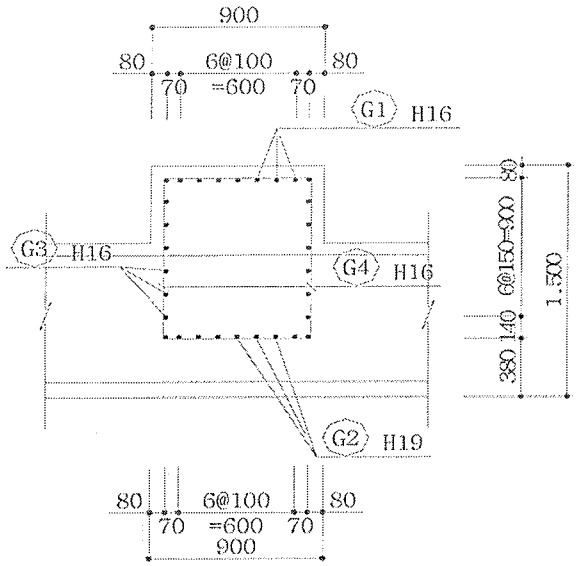
= 990.340 - 0.405 x 637.9 = 731.99 kn

C. 보강 기둥(D 1.000)

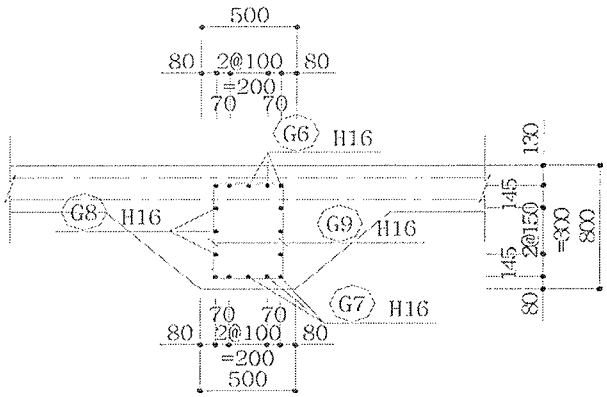
축력	3173.20 x 2.700 = 8567.640 kn.m
모 멘 트	17.00 x 2.700 = 45.900 kn.m

9. 주철근 조립도

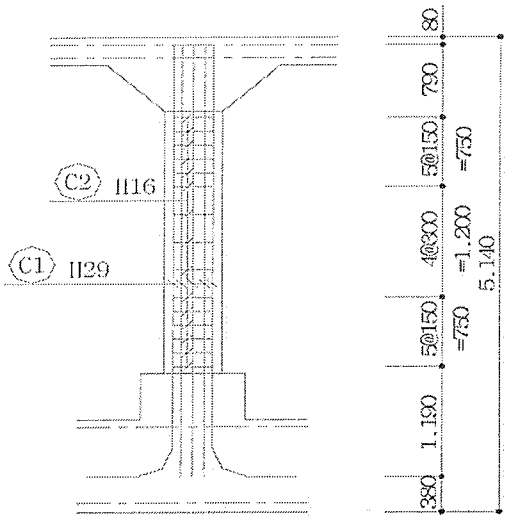
하부거더

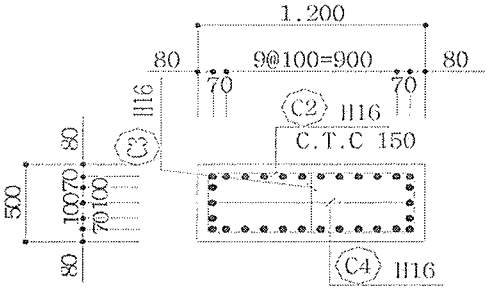


중간거더



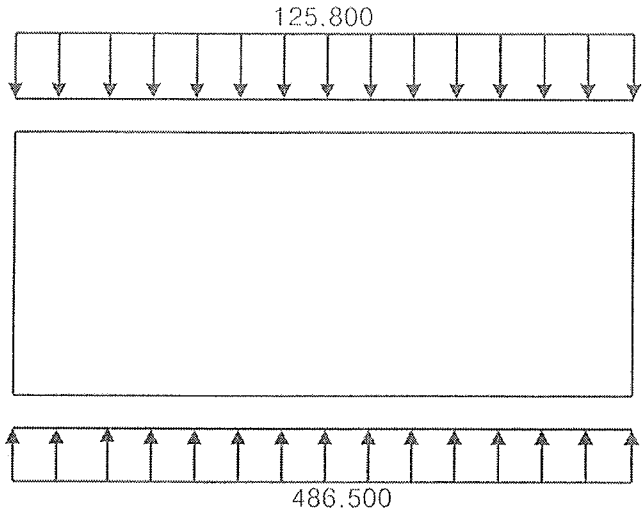
기둥





5. 하중재하(사용하중)

1) 보강 거더에 작용하는 하중



Ln = 2.700 m

6. 단면력 산정

1) GIRDER의 단면력 산정

Wu = 보의 단위 길이당 또는 슬래브의 단위면적당 극한(또는 설계)하중 = 전단력

Ln = 정모멘트와 전단에 대해서는 순경간
(부모멘트의 경우에는 인접 두 지간의 평균 순경간)

Mu1 = 일반 내부 받침부 내외면에서의 부모멘트

$Mu1 = (Wu \times Ln^2) / 10$

Mu2 = 내부 지간에서의 정모멘트

$Mu2 = (Wu \times Ln^2) / 14$

A. 상부 보강 거더 (□ 800 x 500)

지 점 부

$Mu1 = (Wu \times Ln^2) / 10$

$= (125.800 \times 2.700^2) / 10 = 91.708$ kn.m

중 앙 부

$Mu2 = (Wu \times Ln^2) / 14$

$= (125.800 \times 2.700^2) / 14 = 65.506$ kn.m

B. 하부 보강 거더 (□ 1.200 x 900)

지 점 부

Mu1 = (Wu x Ln²) / 10

= (486.500 x 2.700 ²) / 10 = 354.659 kn.m

중 앙 부

Mu2 = (Wu x Ln²) / 14

= (486.500 x 2.700 ²) / 14 = 253.328 kn.m

7. 보강거더 철근량 산정

◈ 상부 지점부

l- 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 110.079 KN·m 계수 전단력 Vu = 234.428 KN
단면의 두께 H = 800.000 mm 단 면 폭 B = 500.000 mm
유 효 깊 이 D = 690.000 mm 피 복 두 께 Dc = 130.000 mm

l- 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토

사용철근량 = H16 ×4.00 EA (Dc = 130.00 mm)
= 794.400 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00230

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 27.692 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.06054 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 182626600.000 N·mm
= 182.627 KN·m ≥ Mu = 110.079 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.659)

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 16.555 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 474.917 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 16.555 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00138 ⇒ 4/3 Preq = 0.00184
∴ 필요철근량 req.As = Preq × (B·D) = 474.917 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

|- 전단력 검토

Øv·Vc = Øv·1/6·λ√fck·B·d / 1000 = 224.084 KN
Vu > Øv·Vc ..... ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Used Av = H16 ×2.00 ea/m = 397.200 ㎟ (간격 s = 250.0 mm)
Øv·Vs = Øv·Av·fy·D / (s ×1000) = 328.882 KN
s = 250.0 mm ≤ Min(600,0.5D) = 345.0 mm ..... ∴ O.K

Øv·Vn = Øv·Vc + Øv·Vs = 552.966 KN ≥ Vu = 234.428 KN ...∴ O.K (S.F = 2.359)

|- 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 91.708 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00230
k = -np + √((np)²+ 2np) = 0.164 j = 0.945
x = k·d = 113.263 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 4.966 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 176.993 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 176.993 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 189.93 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 102.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 189.93 mm ..... ∴ O.K

◈ 상부 증앙부

ㄴ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 78.628 KN·m 계수 전단력 Vu = 0.000 KN
단면의 두께 H = 800.000 mm 단 면 폭 B = 500.000 mm
유 효 깊 이 D = 690.000 mm 피 복 두 께 Dc = 80.000 mm

ㄴ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토

사용철근량 = H16 ×4.00 EA (Dc = 80.00 mm)
= 794.400 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00230

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 27.692 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.06054 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H − a/β1 − Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D − a/2) = 182626600.000 N·mm
= 182.627 KN·m ≥ Mu = 78.628 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 2.323)

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 11.784 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D−a/2)} = 338.044 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 11.784 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf·fy·(D−a/2)}] / (B·D) = 0.00098 ⇒ 4/3 Preq = 0.00131
∴ 필요철근량 req.As = Preq × (B·D) = 338.044 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

ㄴ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 65.506 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00230
k = −np + √((np)²+ 2np) = 0.164 j = 0.945
x = k·d = 113.263 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 3.547 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 126.424 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 126.424 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 367.90 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 102.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 367.90 mm ..... ∴ O.K

◈ 하부 지점부

ㄴ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa　　fy = 400.0 MPa　　λ = 1.00
β1 = 0.850　　Øf = 0.85　　Øv = 0.75
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 465.029 KN·m　　계수 전단력 Vu = 990.340 KN
단면의 두께 H = 1200.000 mm　　단 면 폭 B = 900.000 mm
유 효 깊 이 D = 1120.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 380.000 mm

ㄴ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토

사용철근량 = H19 ×9.00 EA (Dc = 380.00 mm)
= 2578.500 ㎟　∴ P = As/(B·D) = 0.00256

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 49.935 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.05419 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H − a/β1 − Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D − a/2) = 960004200.000 N·mm
= 960.004 KN·m ≥ Mu = 465.029 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 2.064)

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 23.904 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D−a/2)} = 1234.362 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 23.904 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf·fy·(D−a/2)}] / (B·D) = 0.00122 ⇒ 4/3 Preq = 0.00163
∴ 필요철근량 req.As = Preq × (B·D) = 1234.362 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

ㄴ 전단력 검토

Øv·Vc = Øv·1/6·λ√fck·B·d / 1000 = 654.715 KN
Vu > Øv·Vc ..... ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Used Av = H16 ×2.00 ea/m = 397.200 ㎟ (간격 s = 250.0 mm)
Øv·Vs = Øv·Av·fy·D / (s ×1000) = 533.837 KN
s = 250.0 mm ≤ Min(600,0.5D) = 560.0 mm ..... ∴ O.K

Øv·Vn = Øv·Vc + Øv·Vs = 1188.552 KN ≥ Vu = 990.340 KN ...∴ O.K (S.F = 1.200)

ㄴ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 354.659 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00256
k = −np + √((np)²+ 2np) = 0.172 j = 0.943
x = k·d = 192.843 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 3.871 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 130.285 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 130.285 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 428.19 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 70.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 100.00 mm ≤ 428.19 mm ..... ∴ O.K

◈ 하부 중앙부

|- 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 332.164 KN·m 계수 전단력 Vu = 0.000 KN
단면의 두께 H = 1200.000 mm 단 면 폭 B = 900.000 mm
유 효 깊 이 D = 1120.000 mm 피 복 두 께 Dc = 80.000 mm

|- 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토

사용철근량 = H16 ×9.00 EA (Dc = 80.00 mm)
= 1787.400 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00177

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 34.614 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.07951 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 670124100.000 N·mm
= 670.124 KN·m ≥ Mu = 332.164 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 2.017)

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 17.022 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 878.959 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 17.022 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00087 ⇒ 4/3 Preq = 0.00116
∴ 필요철근량 req.As = Preq × (B·D) = 878.959 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

|- 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 253.328 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00177
k = -np + √((np)²+ 2np) = 0.146 j = 0.951
x = k·d = 163.111 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 3.239 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 133.001 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 133.001 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 412.10 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 72.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 100.00 mm ≤ 412.10 mm ..... ∴ O.K

8. 보강거더기둥 철근량 산정

▶ 1.200x500 P - M 상관분석

1) 검토 제목 : 1.200x500

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (fck) : 27 MPa
철 근 항 복 강 도 (fy) : 400 MPa
강 재 항 복 강 도 (fsy) : 0 MPa
콘크리트 탄성계수 (Ec) : 26680 MPa
철근 설계피복두께 (d') : 80.0 mm
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B) : 1200.00 mm
단 면 높 이 (H) : 500.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 2840.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 0.50
유효길이계수 (Ky) : 0.50

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 30ea = 19272.0 ㎟ (dc = 80.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 19272.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 8567.640 KN

계수모멘트(X) : Mux = 45.900 KN·m
Mux.ns= 45.900 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 9.8
Y축 세장비 : λy = 4.1

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 45.900 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 45.900 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 45.02 mm
작 용 편 심 : e = 5.36 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 5899.068 + 3149.372 + -3337.421 = 5711.020 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 842.977 + 514.238 + 545.780 = 1902.995 KN·m

평 형 편 심 : eb = 333.21 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.002
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.650
평 형 축 하 중 : ØPb = 3712.16 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 1236.95 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

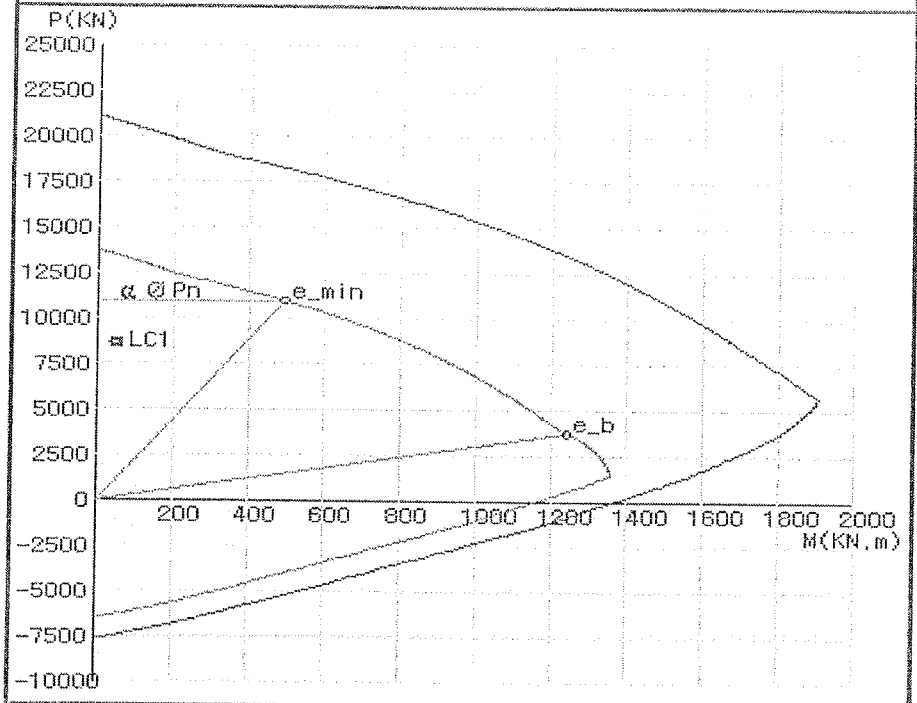
사용철근비 : Pused = 3.212 %

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 16829.210 KN
Mn = αPn × e_min = 757.579 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800
설계축하중강도 : αØPn = 10938.984 KN ≥ Pu = 8567.640 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 492.426 KN·m ≥ Mu = 45.900 KN·m ∴ O.K

6) P-M 상관도

검토단면 : 1,200x500



검 토 조 건		
fck	=	27 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	26680 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	1.250 E+10 mm⁴
Iy	=	7.200 E+10 mm⁴
Ag	=	6.000 E+05 mm²
Lu	=	2840.0 mm
Kx	=	0.50
Ky	=	0.50
ρ	=	3.212 %
Pu	=	8567.640 KN
Mu	=	45.900 KN · m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태
- e_min = 45.016 mm
- ØPmin = 10938.980 KN
- ØMmin = 492.426 KN · m

▷ 평형 편심 상태
- e_b = 333.214 mm
- ØPb = 3712.162 KN
- ØMb = 1236.946 KN · m

▷ 작용편심에서의 설계강도
- e < e_min ∴ 최소편심구간
- ØPn = 10938.980 KN(=ØPmin)
- ØMn = 492.426 KN · m(=ØMmin)

▷ 사용철근량
- A_rebar = 19272.000 mm²

거더 3, 4

1. 설계조건

(1) 형식 : 보강 거더 및 기둥 -3,4 (철근 콘크리트 구조)

(2) 강도감소계수

* 휨 : $\Phi f = 0.85$
* 전 단 : $\Phi v = 0.75$

(3) 사용재료

① 콘 크 리 트 강 도	:	fck =	27	MPa	
② 콘크리트 탄성계수	:	Ec =	26700	MPa	--- 도.설 2.3.3
③ 철 근 항 복 강 도	:	fy =	400	MPa	
④ 철 근 탄성계수	:	Es =	200000	MPa	--- 콘.구 P67

(4) 설계방법

강도설계법

(5) 참고문헌

콘크리트구조기준 '2012 - 국토해양부

도로교 설계기준 '2010 - 국토해양부

도로 암거 표준도 보고서 '98 - 건설교통부

기타 관련 도서

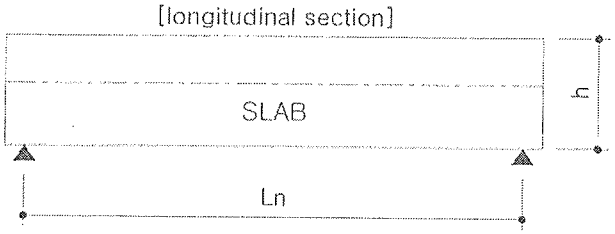
2. 거더,기둥검토

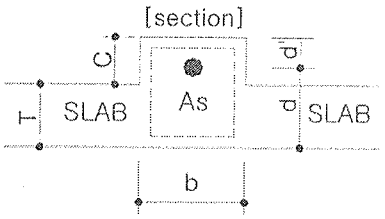
2.1 거더 검토

(1) 거더 : JOINT 13

- 하부거더의 단면력 산정

1) Input Data





- 거더의 지간 : L = 2760.0 mm
- 거더의 순 지간 : Ln = 1985.0 mm
- 단면 폭 : b = 900.0 mm
- 단면 높이 : h = 2000.0 mm
- 유효높이 : d = 1850.0 mm
- 슬래브 두께 : T = 1500.0 mm
- 헌치 두께 : C = 500.0 mm

- Ln / d = 1.07 < 4 ∴ 따라서 Deep Beam으로 계산

2) 하중계산

- W = 3674.504 kN/m

3) 단면력 산정

① 극한 모멘트 (지점부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 10 = 3674.50 \times 1.99^2 / 10 = 1447.837$ kN.m

② 극한 모멘트 (중앙부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 14 = 3674.50 \times 1.99^2 / 14 = 1034.169$ kN.m

③ 극한 전단력 (위험단면)

- $Vu = W \times Ln \times 1.15 / 2 = 3674.50 \times 1.99 \times 1.15 / 2 = 4193.987$ kN.m

※ Deep Beam 에서 전단에 대한 위험단면 : 등분포 하중의 경우 0.15Ln

0.15 × Ln = 297.75 mm

- $Vu' = Vu - 0.15Ln \times W$

$= 4193.987 - 0.298 \times 3674.504 = 3099.903$ kN

4) 단면검토 : 하부거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
900.00	2000.00	1850.00	150.00	1447.84	3099.90

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3483.900 x 400.00 = 1393560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 900.000 = 20655.000 x a

T = C 이므로, a = 67.468 mm, c = 67.468 / β1 = 67.468 / 0.85 = 79.375 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1850.00 - 79.375) / 79.375 = 0.06692

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2330.228 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3483.9 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.495]

1단 : H22 - 9.0 EA (= 3483.9 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00209

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 67.468 mm

ΦMn = 0.85 x 3483.900 x 400 x (1850.00 - a/2) = 2151.414 kN.m

≥ Mu (= 1447.837 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.486]

5) 깊은보에 대한 전단검토 : 하부거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
900.00	1985.00	1850.00	3099.90	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x $\sqrt{fck}$ / 6 x b x d

= 0.75 x 5 x $\sqrt{27}$ / 6 x 900.00 x 1850.00

= 5407.246 kN ≥ Vu(= 3099.903 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.75 x 1/6 x $\sqrt{fck}$ x b x d

= 0.75 x 1/6 x $\sqrt{27}$ x 900.00 x 1850.00 = 1081.449 kN

< Vu (= 3099.903 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 2.0 EA (=573.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=450.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또는 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 2.0 EA (=573.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=202.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 2704.719 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.75 x (2704.719 + 1441.932)

= 3109.989 kN ≥ Vu(= 3099.903 kN) ∴ O.K

6) 단면검토 : 하부거더 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
900.00	2000.00	1920.00	80.00	1034.17	0.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2578.500 x 400.00 = 1031400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 900.000 = 20655.000 x a

T = C 이므로, a = 49.935 mm, c = 49.935 / β1 = 49.935 / 0.85 = 58.747 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1920.00 - 58.747) / 58.747 = 0.09505

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1597.069 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2578.5 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.615]

1단 : H19 - 9.0 EA (= 2578.5 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00149

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족. ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 49.935 mm

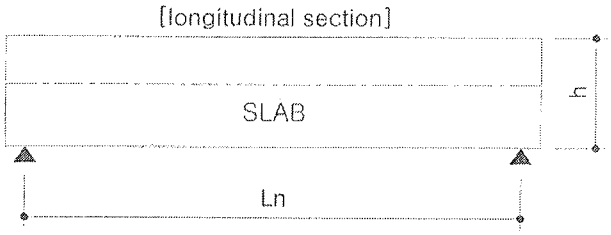
ΦMn = 0.85 x 2578.500 x 400 x (1920.00 - a/2) = 1661.356 kN.m

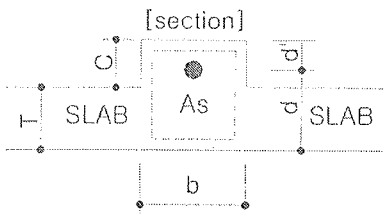
≥ Mu (= 1034.169 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.606]

(2) 거더 : JOINT 111

- 중간거더의 단면력 산정

1) Input Data





- 거더의 지간 : L = 2760.0 mm
- 거더의 순 지간 : Ln = 1985.0 mm
- 단면 폭 : b = 500.0 mm
- 단면 높이 : h = 800.0 mm
- 유효높이 : d = 670.0 mm
- 슬래브 두께 : T = 1500.0 mm
- 헌치 두께 : C = 500.0 mm

- Ln / d = 2.96 < 4 ∴ 따라서 Deep Beam으로 계산

2) 하중계산

- W = 171.110 kN/m

3) 단면력 산정

① 극한 모멘트 (지점부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 10 = 171.11 \times 1.99^2 / 10 = 67.421$ kN.m

② 극한 모멘트 (중앙부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 14 = 171.11 \times 1.99^2 / 14 = 48.158$ kN.m

③ 극한 전단력 (위험단면)

- $Vu = W \times Ln \times 1.15 / 2 = 171.11 \times 1.99 \times 1.15 / 2 = 195.301$ kN.m

※ Deep Beam 에서 전단에 대한 위험단면 : 등분포 하중의 경우 0.15Ln

$0.15 \times Ln = 297.75$ mm

- $Vu' = Vu - 0.15Ln \times W$
  $= 195.301 - 0.298 \times 171.110 = 144.353$ kN

4) 단면검토 : 중간거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
500.00	800.00	670.00	130.00	67.42	144.35

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 993.000 x 400.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 500.000 = 11475.000 x a

T = C 이므로, a = 34.614 mm, c = 34.614 / β1 = 34.614 / 0.85 = 40.723 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (670.00 - 40.723) / 40.723 = 0.04636

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 298.281 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 993.0 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 3.329]

1단 : H16 - 5.0 EA (= 993.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00296

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 34.614 mm

ΦMn = 0.85 x 993.000 x 400 x (670.00 - a/2) = 220.362 kN.m

≥ Mu (= 67.421 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.268]

5) 깊은보에 대한 전단검토 : 중간거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
500.00	1985.00	670.00	144.35	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$\Phi Max\ Vn = \Phi \times 5 \times \sqrt{fck} / 6 \times b \times d$

$= 0.75 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 500.00 \times 670.00$

$= 1087.944\ kN \geq Vu(= 144.353\ kN) \quad \therefore O.K$

* 콘크리트의 전단강도

$\Phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d$

$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 500.00 \times 670.00 = 217.589\ kN$

$\geq Vu\ (= 144.353\ kN)$, 전단보강 불필요.

6) 단면검토 : 중간거더 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
500.00	800.00	720.00	80.00	48.16	0.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 993.000 x 400.00 = 397200.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 500.000 = 11475.000 x a

T = C 이므로, a = 34.614 mm, c = 34.614 / β1 = 34.614 / 0.85 = 40.723 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 40.723) / 40.723 = 0.05004

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 197.670 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 993.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 5.024]

1단 : H16 - 5.0 EA (= 993.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00276

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 34.614 mm

ΦMn = 0.85 x 993.000 x 400 x (720.00 - a/2) = 237.243 kN.m

≥ Mu (= 48.158 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.926]

2.2 기둥 검토

(1) 1층 기둥 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1200.000	500.000	80.000	420.000	10446.459	257.556	24.655

* 철근비 검토

Ag = 600000.00 mm² , Ast = 19272.00 mm² , Puse = 0.03212

- 1단 : H29 - 30EA (As=19272.000 mm²), d1 = 80.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0321) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm, ab = k1 x cb = 214.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 214.200 x 1200.000 = 5899.068 kN

∑Csi = 3149.372 kN, ∑Tsi = 3337.421 kN

Pb = 5899.068 + 3149.372 - 3337.421 = 5711.019 kN

Mb = Cc x 142.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1902.995 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 333.215 mm, e = Mu/Pu = 24.655 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 567.554 mm, a = k1 x c = 482.421 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 482.421 x 1200.000 = 13285.865 kN

∑Csi = 5104.820 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 13285.865 + 5104.820 - 0.000 = 18390.685 kN

Mn = Cc x 250.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 453.388 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=24.653) | = 0.0017 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 500.00 - 80.00 = 420.000 mm

c = 567.554 mm, a = k1 x c = 482.421 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (420.00-567.55) / 567.55 = -0.00078

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 16829.206 kN < Pn = 18390.685 kN

ΦPn = 0.65 x 16829.206 = 10938.984 kN ≥ Pu = 10446.459 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.025 = 269.699 kN.m ≥ Mu = 257.556 kN.m ∴ O.K

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1200.000	500.000	80.000	420.000	6049.774	422.858	69.896

* 철근비 검토

Ag = 600000.00 mm² , Ast = 19272.00 mm² , Puse = 0.03212

- 1단 : H29 - 30EA (As=19272.000 mm²), d1 = 80.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0321) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm, ab = k1 x cb = 214.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 214.200 x 1200.000 = 5899.068 kN

∑Csi = 3149.372 kN, ∑Tsi = 3337.421 kN

Pb = 5899.068 + 3149.372 - 3337.421 = 5711.019 kN

Mb = Cc x 142.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1902.995 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 333.215 mm, e = Mu/Pu = 69.896 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 457.997 mm, a = k1 x c = 389.298 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 389.298 x 1200.000 = 10721.255 kN

∑Csi = 4252.149 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 10721.255 + 4252.149 - 0.000 = 14973.404 kN

Mn = Cc x 250.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1046.644 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=69.900) | = 0.0038 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 500.00 - 80.00 = 420.000 mm

c = 457.997 mm, a = k1 x c = 389.298 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (420.00-458.00) / 458.00 = -0.00025

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 16829.206 kN ≥ Pn = 14973.404 kN

ΦPn = 0.65 x 14973.404 = 9732.712 kN ≥ Pu = 6049.774 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.070 = 680.282 kN.m ≥ Mu = 422.858 kN.m ∴ O.K

3) 전단 검토

① 기둥에 발생하는 최대전단력

- V = 522.273 kN

② 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.75)

- Vn = Vmax/Φ = 696.364 kN

③ 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

  h = 500.000 mm, d' = 80.000 mm

  Zs = Σ(인장철근들의 면적 x 거리) / Σ(면적)

  = 138.125 mm

  d = h/2 + Zs

  = 500.000/2 + 138.125

  = 388.125 mm

- 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc

  Vc = 1/6 x √(fck) x b x d

  = 1/6 x √(27.0) x 500.000 x 388.125

  = 168.063 kN

- 필요철근 전단력 Vs

  Vc/2 = 84.032 ≤ Vn > Vc = 168.063 ∴ 전단 철근 필요

  Vs = 528.301 kN

④ 필요철근량 계산 Av

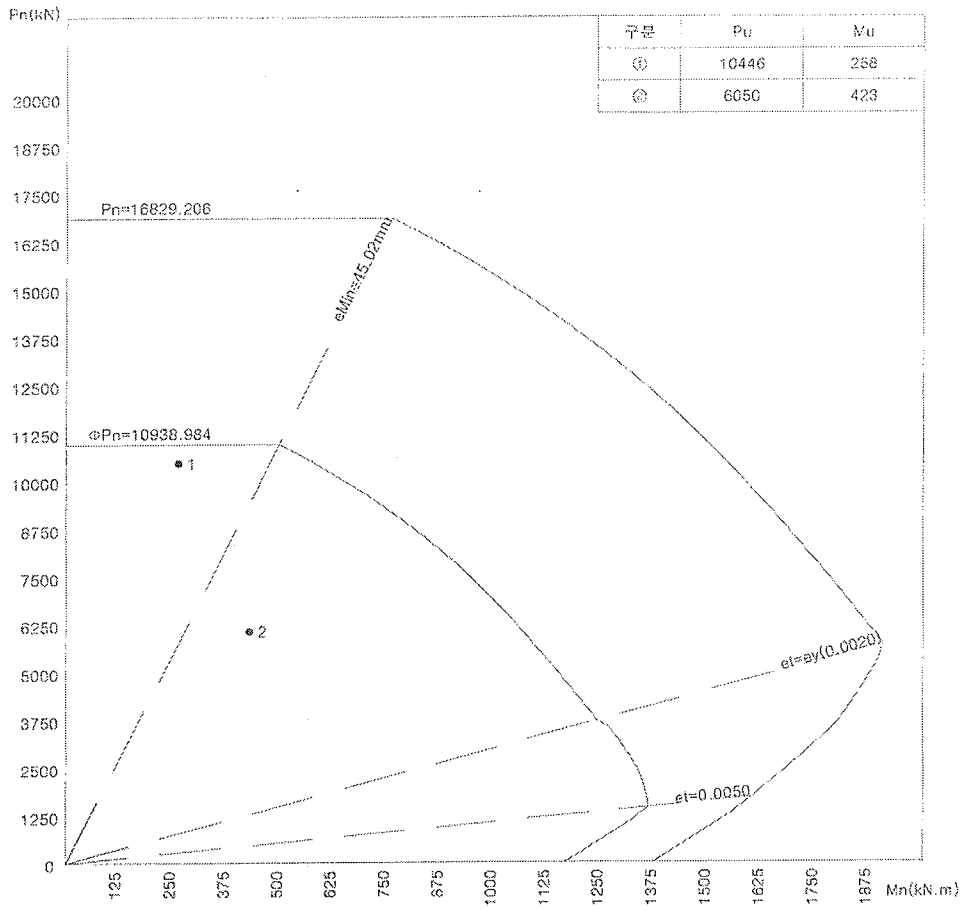
Av = Vs x s / (fy x d) = 510.435 mm² ∵ Vs = Av x fy x d / s : 전단 철근 필요시

띠철근의 수직 간격 S = 150.00 mm d = 388.125 mm fy = 40.00 MPa

사용철근량 : H19 x 2EA = 573.000 mm²

AvUse = 573.000 mm² ≥ 510.435 mm² ∴ O.K

4) PM 상관도


Pn(kN)
구분 Pu Mu
① 10446 258
② 6050 423
Pn=16829.206
e(Mn=45.02mm)
ΦPn=10938.984
1
2
et=ey(0.0020)
et=0.0050
Mn(kN.m)

거더 5

1. 설계조건

(1) 형식 : 보강 거더 및 기둥 -5 (철근 콘크리트 구조)

(2) 설계하중

1) 하중

- 상부 보강 거더에 작용하는 하중

극한하중 = 3535.0 kN/m
사용하중 = 2325.0 kN/m

- 보강 기둥에 작용하는 응력

축 력 = 3523.0 kN/m

(3) 강도감소계수

* 휨 : Φf = 0.85
* 전 단 : Φv = 0.75

(4) 사용재료

① 콘 크 리 트 강 도	:	fck =	27	MPa	
② 콘크리트 탄성계수	:	Ec =	26700	MPa	---- 도.설 2.3.3
③ 철 근 항 복 강 도	:	fy =	400	MPa	
④ 철 근 탄성계수	:	Es =	200000	MPa	-- 콘.구 P67

(5) 설계방법

강도설계법

(6) 참고문헌

콘크리트구조기준 '2012 - 국토해양부

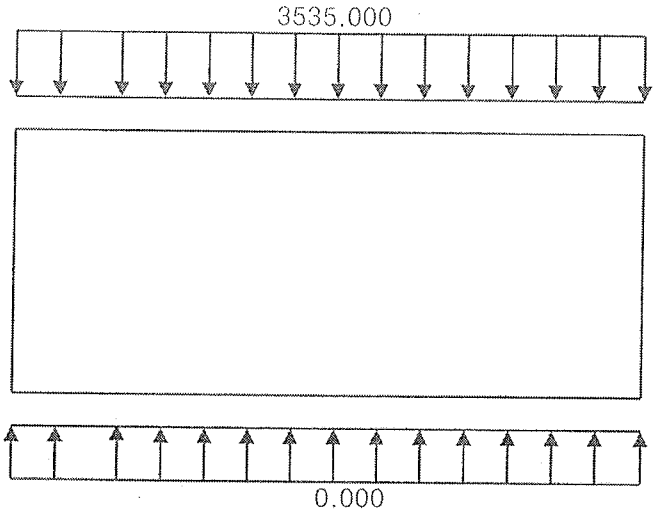
도로교 설계기준 '2010 - 국토해양부

도로 암거 표준도 보고서 '98 - 건설교통부

기타 관련 도서

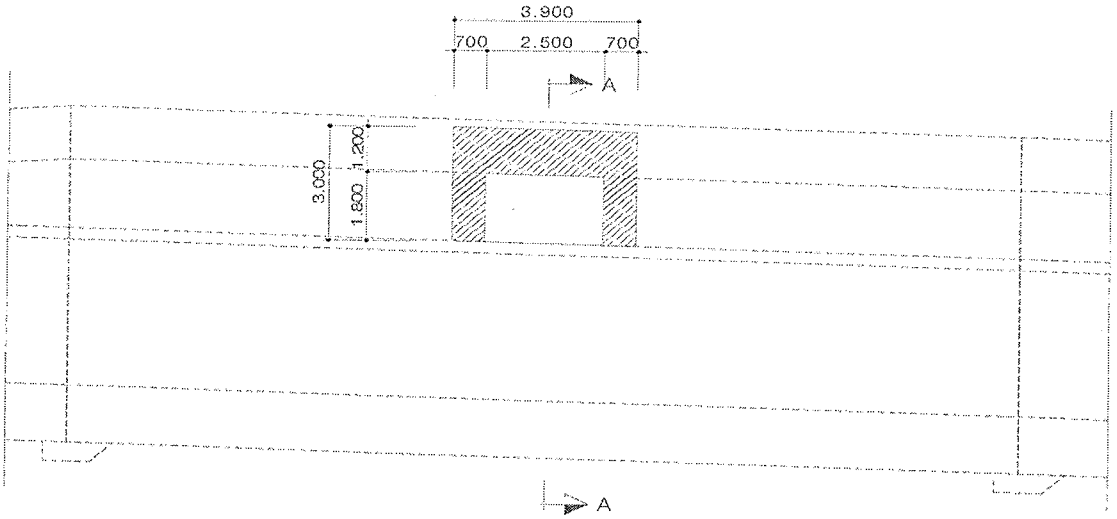
2. 하중재하(극한하중)

* 보강 거더에 작용하는 하중

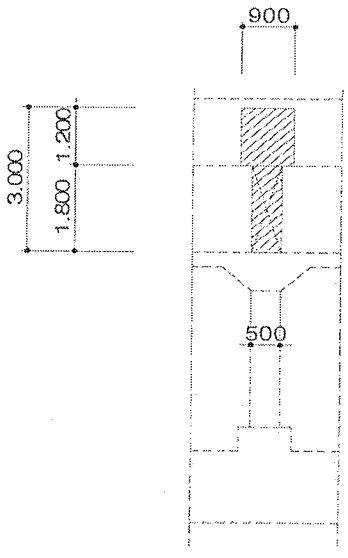


Ln = 2.500 m

3. 단면가정



정 면 도



단 면 도

4. 단면력 산정

1) GIRDER의 단면력 산정

Wu = 보의 단위 길이당 또는 슬래브의 단위면적당 극한(또는 설계)하중 = 전단력

Ln = 정모멘트와 전단에 대해서는 순경간
(부모멘트의 경우에는 인접 두 지간의 평균 순경간)

Mu1 = 일반 내부 받침부 내외면에서의 부모멘트
Mu1 = (Wu x Ln^2) / 12

Mu2 = 내부 지간에서의 정모멘트
Mu2 = (Wu x Ln^2) / 24

Vu = 전 단 력,
거더 = Vu = 1.0 x (Wu x Ln) / 2
깊은보 = Vu = 1.0 x (Wu x Ln) / 2 - 0.15 x (Wu x Ln)

A. 상부 보강 거더 (□ 800 x 500)

지 점 부

Mu1 = (Wu x Ln^2) / 12

= (3535.000 x 2.500^2) / 12 = 1841.146 kn.m

중 앙 부

Mu2 = (Wu x Ln^2) / 24

= (3535.000 x 2.500^2) / 24 = 920.573 kn.m

지 점 부

Vu = 1.0 x (Wu x Ln) / 2

= 1.0 x (3535.00 x 2.500) / 2 = 4418.750 kn

※ Deep Beam 에서 전단에 대한 위험단면 : 등분포 하중의 경우 0.15Ln

0.15 × Ln = 0.15 x 2.500 = 0.375 m

- Vu' = Vu - 0.15Ln × W

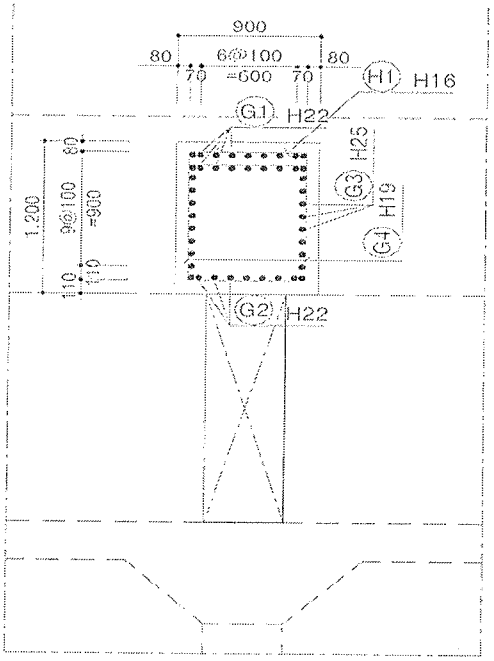
= 4418.8 - 0.375 x 3535.0 = 3093.18 kn

B. 보강 기둥(D 1.000)

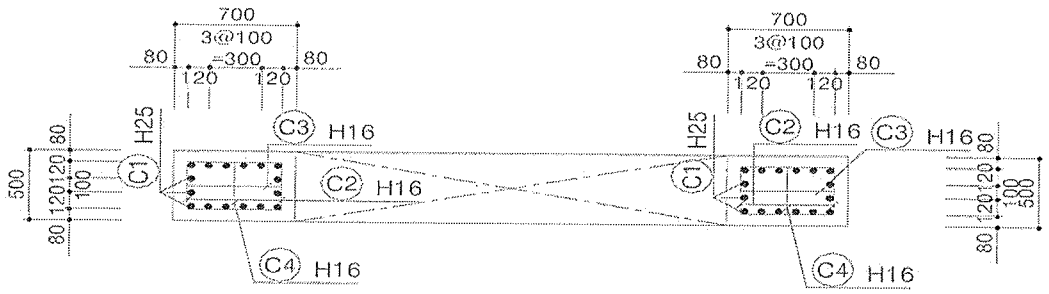
축력	3523.00	x	1.250	=	4403.750	kn.m
모 멘 트	301.00	x	1.250	=	376.250	kn.m

5. 주철근 조립도

거 더

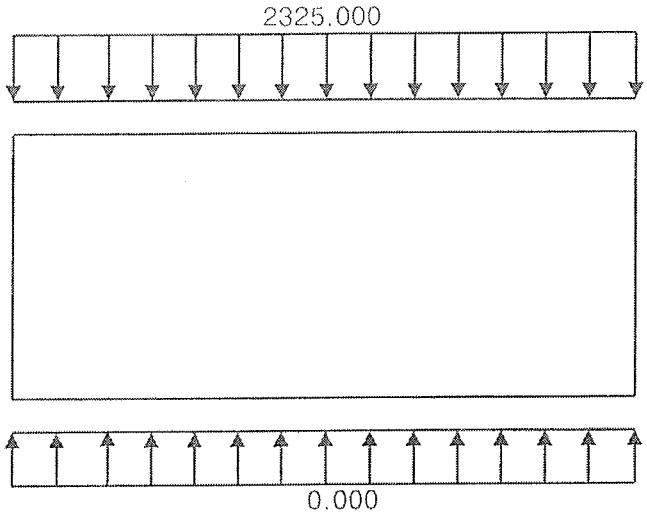


기둥



5. 하중재하(사용하중)

1) 보강 거더에 작용하는 하중



Ln = 2.500 m

6. 단면력 산정

1) GIRDER의 단면력 산정

Wu = 보의 단위 길이당 또는 슬래브의 단위면적당 극한(또는 설계)하중 = 전단력

Ln = 정모멘트와 전단에 대해서는 순경간
(부모멘트의 경우에는 인접 두 지간의 평균 순경간)

Mu1 = 일반 내부 받침부 내외면에서의 부모멘트

$Mu1 = (Wu \times Ln^2) / 12$

Mu2 = 내부 지간에서의 정모멘트

$Mu2 = (Wu \times Ln^2) / 24$

A. 상부 보강 거더 (□ 800 x 500)

지 점 부

$Mu1 = (Wu \times Ln^2) / 12$

$= (2325.000 \times 2.500^2) / 12 = 1210.938$ kn.m

중 앙 부

$Mu2 = (Wu \times Ln^2) / 24$

$= (2325.000 \times 2.500^2) / 24 = 605.469$ kn.m

7. 보강거더 철근량 산정

◈ 상부 지점부

ㄴ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa　　fy = 400.0 MPa　　λ = 1.00
β1 = 0.850　　Øf = 0.85　　Øv = 0.75
pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 1841.146 KN·m　　계수 전단력 Vu = 3093.180 KN
단면의 두께 H = 1200.000 mm　　단 면 폭 B = 900.000 mm
유 효 깊 이 D = 1070.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 80.000 mm

ㄴ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토

사용철근량 = H22 ×9.00 EA (Dc = 80.00 mm)
+ H22 ×9.00 EA (Dc = 180.00 mm)
= 6967.800 ㎟　　∴ P = As/(B·D) = 0.00724

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 134.937 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.01817 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H − a/β1 − Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D − a/2) = 2375049000.000 N·mm
= 2375.049 KN·m ≥ Mu = 1841.146 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.290)

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 102.962 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D−a/2)} = 5316.675 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 102.962 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf·fy·(D−a/2)}] / (B·D) = 0.00552 ⇒ 4/3 Preq = 0.00736
∴ 필요철근량 req.As = Preq × (B·D) = 5316.675 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

ㅣ. 전단력 검토

Ln/D = 0.00 / 1070.00 = 0.000 ≤ 4.0 ∴ 깊은 보
콘크리트 전단강도 ØVc = Øv·1/6·λ√(fck)·B·D/1000 = 625.487 KN
위험단면까지의 거리 ds
ds = 0.15·Ln = 0.15 ×0.000 = 0.000 m
위험단면에서의 전단력 Vu'
Vu' = Vu − Wd·ds = 3093.180 − 0.000 ×0.000 = 3093.180 KN

Øv·Vn_max = 0.75×5/6 ×λ√(fck) × B ×D /1000 = 3127.435 KN
Vu' = 3093.180 KN ≤ Øv*Vn_max = 3127.435 KN ... ∴ O.K.

Vu' ≤ Øv·Vc + Øv·[Av/Sv·((1+Ln/D)/12) + Avh/Svh((11−Ln/D)/12)]·fy·D

수직전단철근 Av = H19 No of Legs(다리개수) = 2.000 EA
간 격 Sv = 150.00 mm ≤ Sv_max = min(D/5,30cm) = 214.00 mm .. O.K
철근량 Av = 단면적×개수 = 573.000 ㎟ ≥ Av_min = 0.0025·Bw·Sv = 337.500 ㎟ .. O.K
수평전단철근 Avh = H25 No of Legs(다리개수) = 2.000 EA
간 격 Svh = 100.00 mm ≤ Svh_max = min(D/5,30cm) = 214.00 mm .. O.K
철근량 Avh = 단면적×개수 = 1013.400 ㎟ ≥ Avh_min= 0.0015·Bw·Sv = 135.000 ㎟ .. O.K

Øv·Vc + Øv·[Av/Sv·((1+Ln/D)/12) + Avh/Svh((11−Ln/D)/12)]·fy·D
= 625.487 + 0.75×[0.083×Av/Sv + 0.917×Avh/Svh]×fy ×D
= 3709.602 KN ≥ Vu' = 3093.180 KN ... ∴ O.K (S.F = 1.199)

ㅣ. 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 1210.938 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ∛(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00724
k = −np + √((np)²+ 2np) = 0.272 j = 0.909
x = k·d = 290.642 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 9.514 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 178.591 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 190.049 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 241.87 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 69.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 100.00 mm ≤ 241.87 mm ..... ∴ O.K

◈ 상부 중앙부

ㄴ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
ρmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 920.573 KN·m 계수 전단력 Vu = 0.000 KN
단면의 두께 H = 1200.000 mm 단 면 폭 B = 900.000 mm
유 효 깊 이 D = 1070.000 mm 피 복 두 께 Dc = 110.000 mm

ㄴ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토

사용철근량 = H22 ×9.00 EA (Dc = 110.00 mm)
= 3483.900 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00362

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 67.468 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03744 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 1227484000.000 N·mm
= 1227.484 KN·m ≥ Mu = 920.573 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.333)

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 50.181 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 2591.198 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 50.181 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00269 ⇒ 4/3 Preq = 0.00359
∴ 필요철근량 req.As = Preq × (B·D) = 2591.198 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

ㄴ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 605.469 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00362
k = -np + √((np)²+ 2np) = 0.201 j = 0.933
x = k·d = 215.229 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.262 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 174.094 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 174.094 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 154.84 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 119.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 100.00 mm ≤ 154.84 mm ..... ∴ O.K

8. 보강거더기둥 철근량 산정

▶ 700X500 P - M 상관분석

1) 검토 제목 : 700X500

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (fck) : 27 MPa
철 근 항 복 강 도 (fy) : 400 MPa
강 재 항 복 강 도 (fsy) : 0 MPa
콘크리트 탄성계수 (Ec) : 26680 MPa
철근 설계피복두께 (d') : 80.0 mm
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B) : 700.00 mm
단 면 높 이 (H) : 500.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 1800.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 0.50
유효길이계수 (Ky) : 0.50

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H25 × 16ea = 8107.2 ㎟ (dc = 80.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 8107.2 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 4403.750 KN

계수모멘트(X) : Mux = 376.250 KN·m
Mux.ns= 376.250 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 6.2
Y축 세장비 : λy = 4.5

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 376.250 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 376.250 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 45.33 mm

작 용 편 심 : e = 85.44 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 3441.123 + 1264.604 + -1347.983 = 3357.744 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 491.736 + 201.576 + 214.208 = 907.520 KN·m

평 형 편 심 : eb = 270.28 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.002
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.650
평 형 축 하 중 : ØPb = 2182.53 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 589.89 KN·m

∴ e_min < e < eb -----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 416.976 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 85.439 mm ≒ e = 85.439 mm -----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 2.316 %

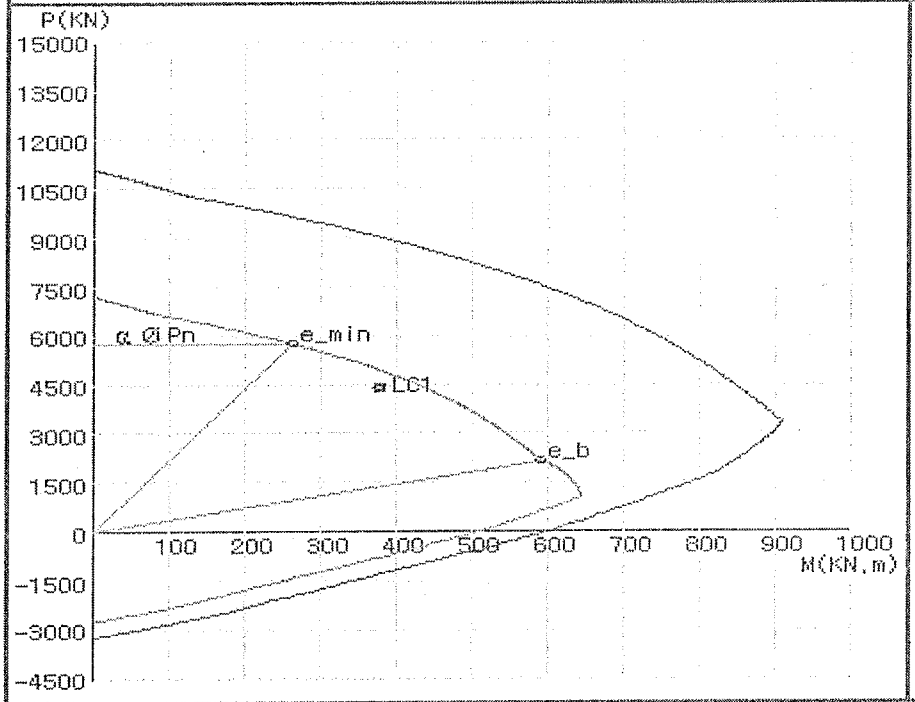
Pn = Cc + Cs + Tt = 5693.906 + 1586.765 + -13.231 = 7267.440 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 414.433 + 204.237 + 2.249 = 620.920 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00002
εt = 0.00002 ≤ εy = 0.002 --------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 4723.836 KN ≥ Pu = 4403.750 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 403.598 KN·m ≥ Mu = 376.250 KN·m ∴ O.K

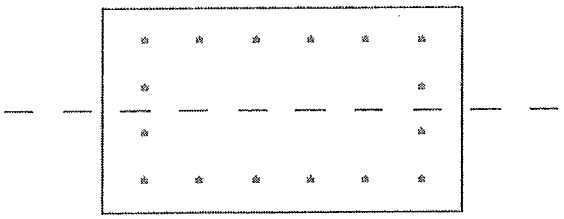
6) P-M 상관도

검토단면 : 700X500



검 토 조 건		
fck	=	27 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	26680 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	7.292 E+09 mm⁴
Iy	=	1.429 E+10 mm⁴
Ag	=	3.500 E+05 mm²
Lu	=	1800.0 mm
Kx	=	0.50
Ky	=	0.50
ρ	=	2.316 %
Pu	=	4403.750 KN
Mu	=	376.250 KN · m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태
- e_min = 45.329 mm
- Ø Pmin = 5766.446 KN
- Ø Mmin = 261.385 KN · m

▷ 평형 편심 상태
- e_b = 270.277 mm
- Ø Pb = 2182.534 KN
- Ø Mb = 589.888 KN · m

▷ 작용편심에서의 설계강도
- e = 85.439 mm
- Ø Pn = 4723.836 KN
- Ø Mn = 403.598 KN · m

▷ 사용철근량
- A_rebar = 8107.200 mm²

거더 6

1. 설계조건

(1) 형식 : 보강 거더 및 기둥 -6 (철근 콘크리트 구조)

(2) 설계하중

1) 하중

- 상부 보강 거더에 작용하는 하중

극한하중	=	3502.0	kN/m
사용하중	=	2343.0	kN/m

- 보강 기둥에 작용하는 응력

축 력	=	3511.0	kN/m

(3) 강도감소계수

*	휨	:	Φf =	0.85
*	전 단	:	Φv =	0.75

(4) 사용재료

① 콘 크 리 트 강 도	:	fck =	27	MPa		
② 콘크리트 탄성계수	:	Ec =	26700	MPa	--- 도.설 2.3.3	
③ 철 근 항 복 강 도	:	fy =	400	MPa		
④ 철 근 탄성계수	:	Es =	200000	MPa	-- 콘.구 P67	

(5) 설계방법

강도설계법

(6) 참고문헌

콘크리트구조기준 '2012 - 국토해양부

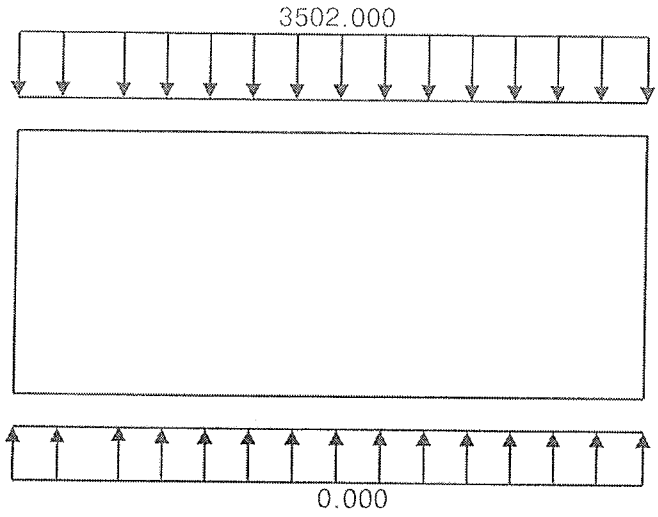
도로교 설계기준 '2010 - 국토해양부

도로 암거 표준도 보고서 '98 - 건설교통부

기타 관련 도서

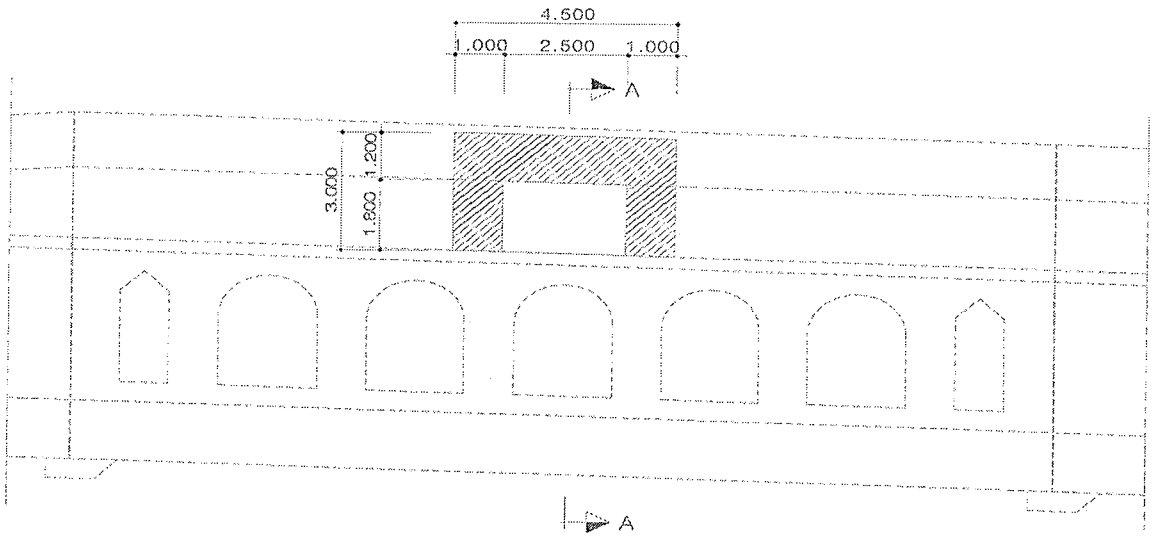
2. 하중재하(극한하중)

* 보강 거더에 작용하는 하중

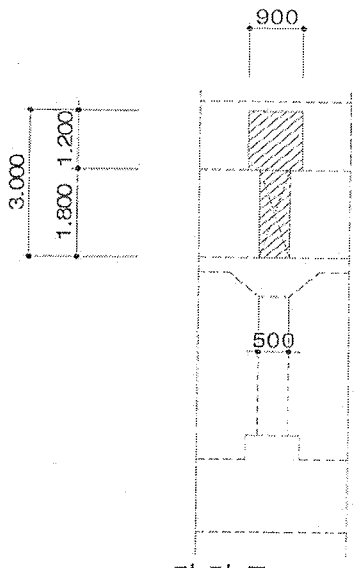


Ln = 2.500 m

3. 단면가정



정 면 도



단 면 도

4. 단면력 산정

1) GIRDER의 단면력 산정

Wu = 보의 단위 길이당 또는 슬래브의 단위면적당 극한(또는 설계)하중 = 전단력

Ln = 정모멘트와 전단에 대해서는 순경간
(부모멘트의 경우에는 인접 두 지간의 평균 순경간)

Mu1 = 일반 내부 받침부 내외면에서의 부모멘트

Mu1 = (Wu x Ln^2) / 12

Mu2 = 내부 지간에서의 정모멘트

Mu2 = (Wu x Ln^2) / 24

Vu = 전 단 력,

거더 = Vu = 1.0 x (Wu x Ln) / 2

깊은보 = Vu = 1.0 x (Wu x Ln) / 2 - 0.15 x (Wu x Ln)

A. 상부 보강 거더 (□ 800 x 500)

지 점 부

Mu1 = (Wu x Ln^2) / 12

= (3502.000 x 2.500 ^{2}) / 12 = 1823.958 kn.m

중 앙 부

Mu2 = (Wu x Ln^2) / 24

= (3502.000 x 2.500 ^{2}) / 24 = 911.979 kn.m

지 점 부

Vu = 1.0 x (Wu x Ln) / 2

= 1.0 x (3502.00 x 2.500) / 2 = 4377.500 kn

※ Deep Beam 에서 전단에 대한 위험단면 : 등분포 하중의 경우 0.15Ln

0.15 × Ln = 0.15 x 2.500 = 0.375 m

- Vu' = Vu - 0.15Ln × W

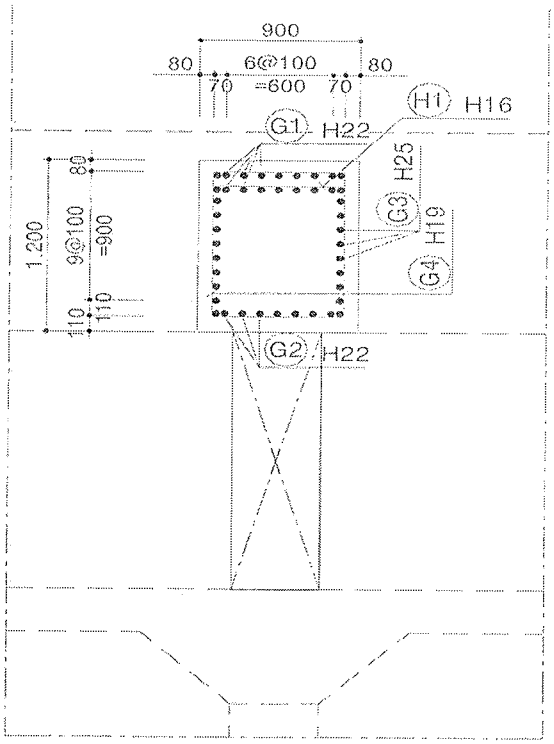
= 4377.5 - 0.375 x 3502.0 = 3064.25 kn

B. 보강 기둥(D 1.000)

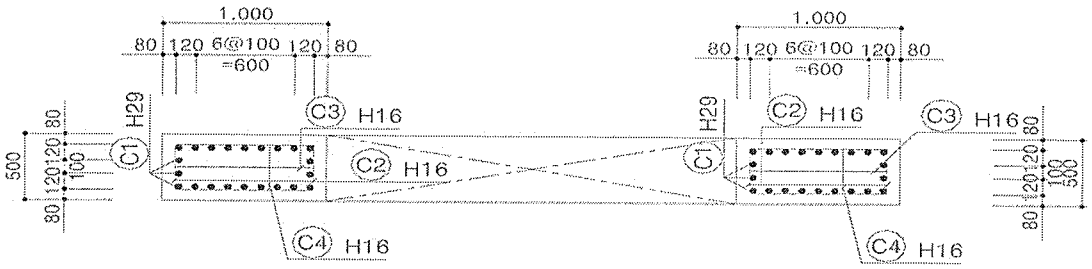
축력	3511.00	x	1.250	=	4388.750	kn.m
모 멘 트	632.00	x	1.250	=	790.000	kn.m

5. 주철근 조립도

거 더

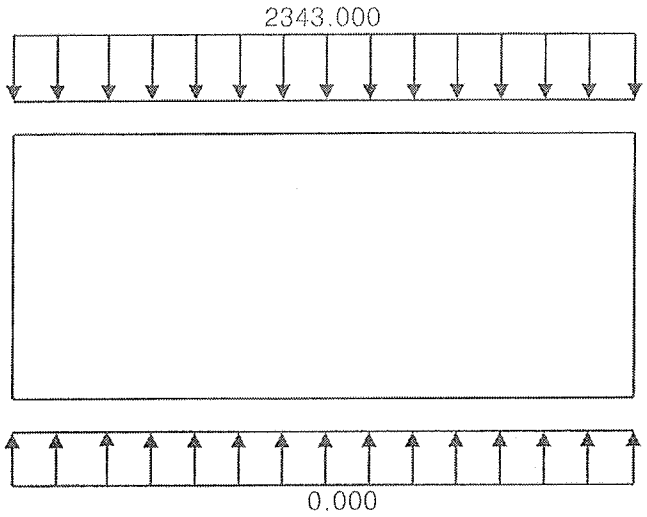


기둥



5. 하중재하(사용하중)

1) 보강 거더에 작용하는 하중



Ln = 2.500 m

6. 단면력 산정

1) GIRDER의 단면력 산정

Wu = 보의 단위 길이당 또는 슬래브의 단위면적당 극한(또는 설계)하중 = 전단력

Ln = 정모멘트와 전단에 대해서는 순경간
(부모멘트의 경우에는 인접 두 지간의 평균 순경간)

Mu1 = 일반 내부 받침부 내외면에서의 부모멘트

Mu1 = (Wu x Ln^2) / 12

Mu2 = 내부 지간에서의 정모멘트

Mu2 = (Wu x Ln^2) / 24

A. 상부 보강 거더 (□ 800 x 500)

지 점 부

Mu1 = (Wu x Ln^2) / 12

= (2343.000 x 2.500 ^{2}) / 12 = 1220.313 kn.m

중 앙 부

Mu2 = (Wu x Ln^2) / 24

= (2343.000 x 2.500 ^{2}) / 24 = 610.156 kn.m

7. 보강거더 철근량 산정

◈ 상부 지점부

ㄴ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 1823.958 KN·m 계수 전단력 Vu = 3064.250 KN
단면의 두께 H = 1200.000 mm 단 면 폭 B = 900.000 mm
유 효 깊 이 D = 1070.000 mm 피 복 두 께 Dc = 80.000 mm

ㄴ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토

사용철근량 = H22 ×9.00 EA (Dc = 80.00 mm)
+ H22 ×9.00 EA (Dc = 180.00 mm)
= 6967.800 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00724

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 134.937 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.01817 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H − a/β1 − Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D − a/2) = 2375049000.000 N·mm
= 2375.049 KN·m ≥ Mu = 1823.958 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.302)

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 101.950 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D−a/2)} = 5264.426 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 101.950 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf·fy·(D−a/2)}] / (B·D) = 0.00547 ⇒ 4/3 Preq = 0.00729
∴ 필요철근량 req.As = Preq × (B·D) = 5264.426 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

ㄴ 전단력 검토

Ln/D = 0.00 / 1070.00 = 0.000 ≤ 4.0 ∴ 깊은 보
콘크리트 전단강도 ØVc = Øv·1/6·λ√(fck)·B·D/1000 = 625.487 KN
위험단면까지의 거리 ds
ds = 0.15·Ln = 0.15 ×0.000 = 0.000 m
위험단면에서의 전단력 Vu'
Vu' = Vu − Wd·ds = 3064.250 − 0.000 ×0.000 = 3064.250 KN

Øv·Vn_max = 0.75×5/6 ×λ√(fck) × B ×D /1000 = 3127.435 KN
Vu' = 3064.250 KN ≤ Øv*Vn_max = 3127.435 KN ... ∴ O.K.

Vu' ≤ Øv·Vc + Øv·[Av/Sv·((1+Ln/D)/12) + Avh/Svh((11−Ln/D)/12)]·fy·D

수직전단철근 Av = H19 No of Legs(다리개수) = 2.000 EA
간 격 Sv = 150.00 mm ≤ Sv_max = min(D/5,30cm) = 214.00 mm .. O.K
철근량 Av = 단면적×개수 = 573.000 ㎟ ≥ Av_min = 0.0025·Bw·Sv = 337.500 ㎟ .. O.K
수평전단철근 Avh = H25 No of Legs(다리개수) = 2.000 EA
간 격 Svh = 100.00 mm ≤ Svh_max = min(D/5,30cm) = 214.00 mm .. O.K
철근량 Avh = 단면적×개수 = 1013.400 ㎟ ≥ Avh_min= 0.0015·Bw·Sv = 135.000 ㎟ .. O.K

Øv·Vc + Øv·[Av/Sv·((1+Ln/D)/12) + Avh/Svh((11−Ln/D)/12)]·fy·D
= 625.487 + 0.75×[0.083×Av/Sv + 0.917×Avh/Svh]×fy ×D
= 3709.602 KN ≥ Vu' = 3064.250 KN ... ∴ O.K (S.F = 1.211)

ㄴ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 1220.313 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00724
k = −np + √((np)²+ 2np) = 0.272 j = 0.909
x = k·d = 290.642 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 9.588 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 179.974 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 191.520 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 238.68 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 69.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 100.00 mm ≤ 238.68 mm ..... ∴ O.K

◈ 상부 중앙부

|- 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 911.979 KN·m 계수 전단력 Vu = 0.000 KN
단면의 두께 H = 1200.000 mm 단 면 폭 B = 900.000 mm
유 효 깊 이 D = 1070.000 mm 피 복 두 께 Dc = 110.000 mm

|- 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토

사용철근량 = H22 ×9.00 EA (Dc = 110.00 mm)
= 3483.900 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00362

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 67.468 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03744 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 1227484000.000 N·mm
= 1227.484 KN·m ≥ Mu = 911.979 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.346)

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 49.701 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 2566.418 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 49.701 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00267 ⇒ 4/3 Preq = 0.00355
∴ 필요철근량 req.As = Preq × (B·D) = 2566.418 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

|- 사용성 검토 (균열 검토)

8. 보강거더기둥 철근량 산정

▶ 1000X500 P - M 상관분석

1) 검토 제목 : 1000X500

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (fck) : 27 MPa
철 근 항 복 강 도 (fy) : 400 MPa
강 재 항 복 강 도 (fsy) : 0 MPa
콘크리트 탄성계수 (Ec) : 26680 MPa
철근 설계피복두께 (d') : 80.0 mm
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B) : 1000.00 mm
단 면 높 이 (H) : 500.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 1800.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 0.50
유효길이계수 (Ky) : 0.50

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 22ea = 14132.8 ㎟ (dc = 80.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 14132.8 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 4388.750 KN

계수모멘트(X) : Mux = 790.000 KN·m
Mux.ns= 790.000 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 6.2
Y축 세장비 : λy = 3.1

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 790.000 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 790.000 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 45.45 mm

작 용 편 심 : e = 180.01 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 4915.890 + 2329.930 + -2479.868 = 4765.952 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 702.481 + 379.091 + 402.625 = 1484.196 KN·m

평 형 편 심 : eb = 311.42 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.002
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.650
평 형 축 하 중 : ØPb = 3097.87 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 964.73 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 310.147 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 180.006 mm ≒ e = 180.006 mm -----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 2.827 %

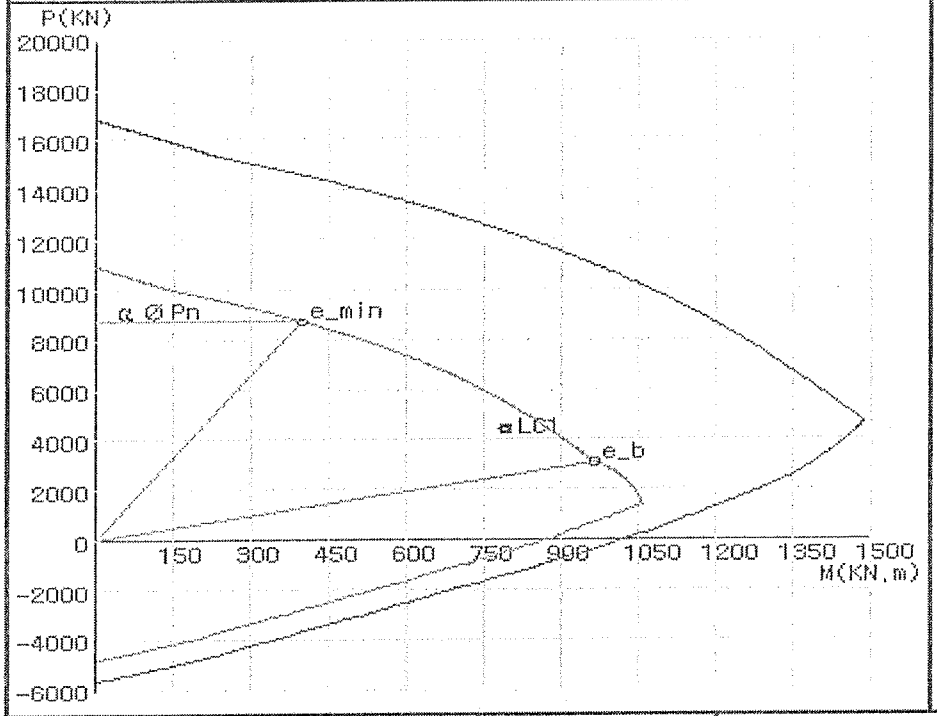
Pn = Cc + Cs + Tt = 6050.202 + 2449.463 + -1228.686 = 7270.979 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 715.057 + 384.884 + 208.877 = 1308.818 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00106
εt = 0.00106 ≤ εy = 0.002 --------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 4726.136 KN ≥ Pu = 4388.750 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 850.731 KN·m ≥ Mu = 790.000 KN·m ∴ O.K

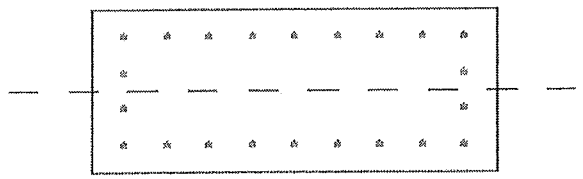
6) P-M 상관도

검토단면 : 1000X500



검 토 조 건		
fck	=	27 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	26680 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	1.042 E+10 mm⁴
Iy	=	4.167 E+10 mm⁴
Ag	=	5.000 E+05 mm²
Lu	=	1800.0 mm
Kx	=	0.50
Ky	=	0.50
ρ	=	2.827 %
Pu	=	4388.750 KN
Mu	=	790.000 KN · m
θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태
- e_min = 45.451 mm
- Ø Pmin = 8737.961 KN
- Ø Mmin = 397.152 KN · m

▷ 평형 편심 상태
- e_b = 311.417 mm
- Ø Pb = 3097.869 KN
- Ø Mb = 964.728 KN · m

▷ 작용편심에서의 설계강도
- e = 180.006 mm
- Ø Pn = 4726.136 KN
- Ø Mn = 850.731 KN · m

▷ 사용철근량
- A_rebar = 14132.800 mm²

거더 7

1. 설계조건

(1) 형식 : 보강 거더 및 기둥 -7 (철근 콘크리트 구조)

(2) 설계하중

1) 하중

- 상부 보강 거더에 작용하는 하중

극한하중	=	3535.0	kN/m
사용하중	=	2325.0	kN/m

- 하부 보강 거더에 작용하는 하중

극한하중	=	3546.0	kN/m
사용하중	=	2395.0	kN/m

- 보강 기둥에 작용하는 응력

축 력	=	3724.0	kN/m

(3) 강도감소계수

*	휨	:	Φf =	0.85
*	전 단	:	Φv =	0.75

(4) 사용재료

①	콘 크 리 트 강 도	:	fck =	27	MPa	
②	콘크리트 탄성계수	:	Ec =	26700	MPa	---- 도.설 2.3.3
③	철 근 항 복 강 도	:	fy =	400	MPa	
④	철 근 탄성계수	:	Es =	200000	MPa	-- 콘.구 P67

(5) 설계방법

강도설계법

(6) 참고문헌

콘크리트구조기준 '2012 - 국토해양부

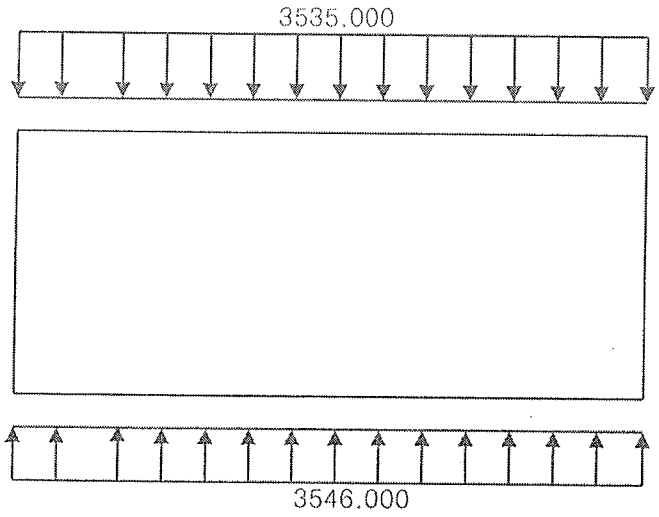
도로교 설계기준 '2010 - 국토해양부

도로 암거 표준도 보고서 '98 - 건설교통부

기타 관련 도서

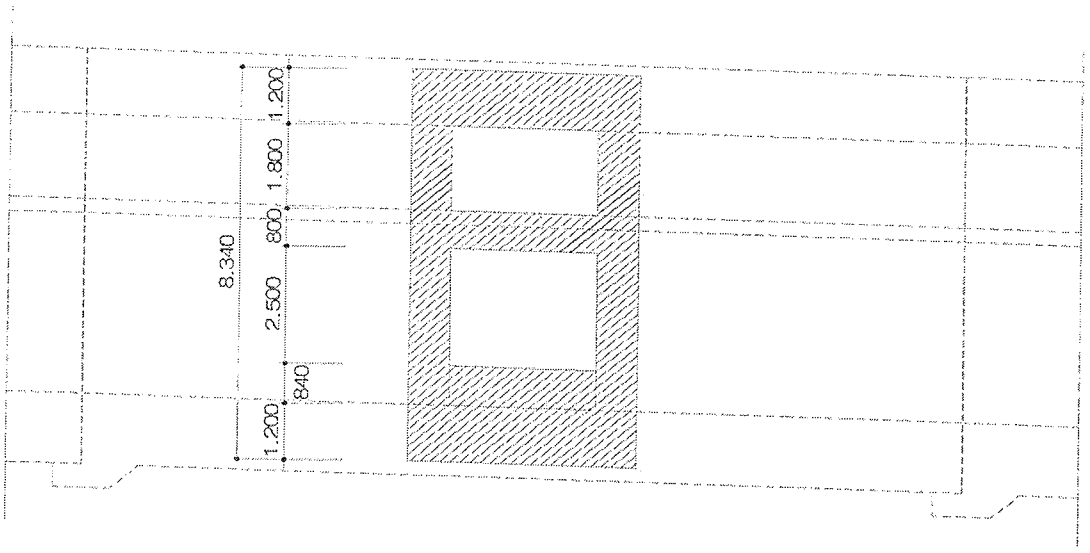
2. 하중재하(극한하중)

* 보강 거더에 작용하는 하중

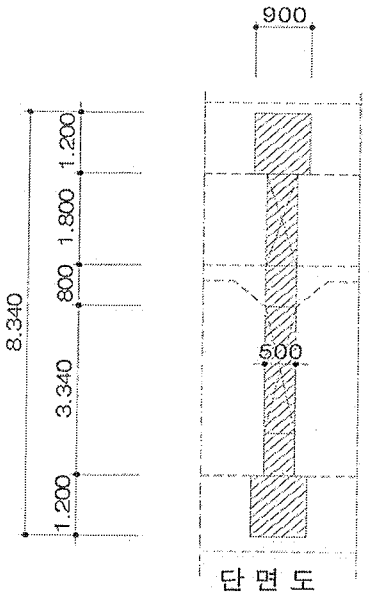


Ln = 2.500 m

3. 단면가정



정 면 도



단 면 도

4. 단면력 산정

1) GIRDER의 단면력 산정

Wu = 보의 단위 길이당 또는 슬래브의 단위면적당 극한(또는 설계)하중 = 전단력

Ln = 정모멘트와 전단에 대해서는 순경간
(부모멘트의 경우에는 인접 두 지간의 평균 순경간)

Mu1 = 일반 내부 받침부 내외면에서의 부모멘트
Mu1 = (Wu x Ln^2) / 12

Mu2 = 내부 지간에서의 정모멘트
Mu2 = (Wu x Ln^2) / 24

Vu = 전 단 력,
거더 = Vu = 1.0 x (Wu x Ln) / 2
깊은보 = Vu = 1.0 x (Wu x Ln) / 2 - 0.15 x (Wu x Ln)

A. 상부 보강 거더 (□ 800 x 500)

지 점 부

Mu1 = (Wu x Ln^2) / 12

= (3535.000 x 2.500 ^{2}) / 12 = 1841.146 kn.m

중 앙 부

Mu2 = (Wu x Ln^2) / 24

= (3535.000 x 2.500 ^{2}) / 24 = 920.573 kn.m

지 점 부

Vu = 1.0 x (Wu x Ln) / 2

= 1.0 x (3535.00 x 2.500) / 2 = 4418.750 kn

※ Deep Beam 에서 전단에 대한 위험단면 : 등분포 하중의 경우 0.15Ln

0.15 × Ln = 0.15 x 2.500 = 0.375 m

- Vu' = Vu - 0.15Ln × W

= 4418.8 - 0.375 x 3535.0 = 3093.18 kn

B. 하부 보강 거더 (□ 1.200 x 1.000)

지 점 부

Mu1 = (Wu x Ln²) / 12

= (3546.000 x 2.500 ²) / 12 = 1846.875 kn.m

중 앙 부

Mu2 = (Wu x Ln²) / 24

= (3546.000 x 2.500 ²) / 24 = 923.438 kn.m

지 점 부

Vu = 1.0 x (Wu x Ln) / 2

= 1.0 x (3546.00 x 2.500) / 2 = 4432.500 kn

※ Deep Beam 에서 전단에 대한 위험단면 : 등분포 하중의 경우 0.15Ln

0.15 × Ln = 0.15 x 2.500 = 0.375 m

- Vu' = Vu - 0.15Ln × W

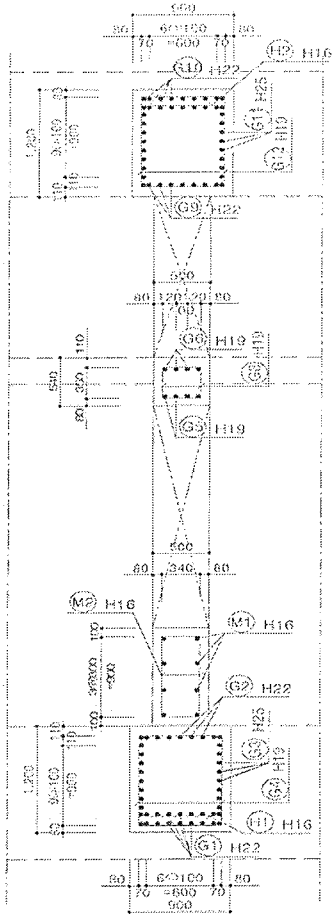
= 4432.5 - 0.375 x 3546.0 = 3102.75 kn

C. 보강 기둥(D 1.000)

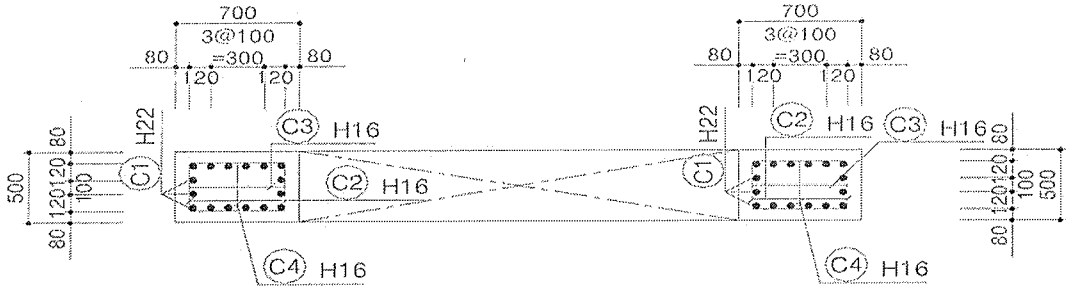
축력	3724.00	x	1.250	=	4655.000 kn.m
모 멘 트	197.70	x	1.250	=	247.125 kn.m

9. 주철근 조립도

거 더

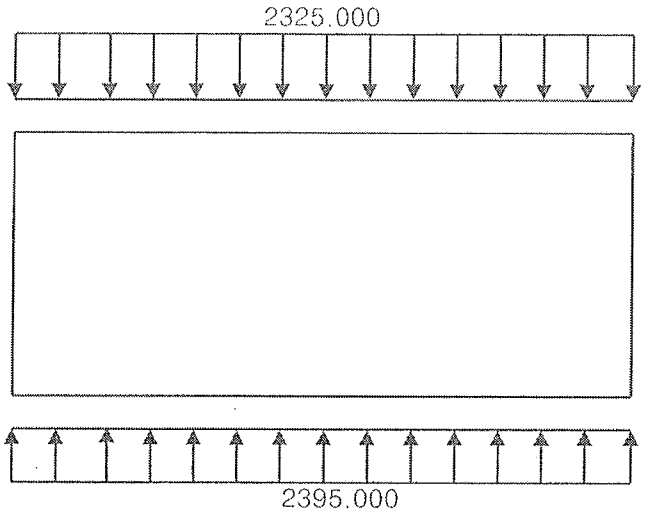


기둥



5. 하중재하(사용하중)

1) 보강 거더에 작용하는 하중



Ln = 2.500 m

6. 단면력 산정

1) GIRDER의 단면력 산정

Wu = 보의 단위 길이당 또는 슬래브의 단위면적당 극한(또는 설계)하중 = 전단력

Ln = 정모멘트와 전단에 대해서는 순경간
(부모멘트의 경우에는 인접 두 지간의 평균 순경간)

Mu1 = 일반 내부 받침부 내외면에서의 부모멘트

$Mu1 = (Wu \times Ln^2) / 12$

Mu2 = 내부 지간에서의 정모멘트

$Mu2 = (Wu \times Ln^2) / 24$

A. 상부 보강 거더 (□ 800 x 500)

지 점 부

$Mu1 = (Wu \times Ln^2) / 12$

$= (2325.000 \times 2.500^2) / 12 = 1210.938$ kn.m

중 앙 부

$Mu2 = (Wu \times Ln^2) / 24$

$= (2325.000 \times 2.500^2) / 24 = 605.469$ kn.m

B. 하부 보강 거더 (□ 1.200 x 1.000)

지 점 부

Mu1 = (Wu x Ln²) / 12

= (2395.000 x 2.500 ²) / 12 = 1247.396 kn.m

중 앙 부

Mu2 = (Wu x Ln²) / 24

= (2395.000 x 2.500 ²) / 24 = 623.698 kn.m

7. 보강거더 철근량 산정

◈ 상부 지점부

ㄴ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 1841.146 KN·m 계수 전단력 Vu = 3093.180 KN
단면의 두께 H = 1200.000 mm 단 면 폭 B = 900.000 mm
유 효 깊 이 D = 1070.000 mm 피 복 두 께 Dc = 80.000 mm

ㄴ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토

사용철근량 = H22 ×9.00 EA (Dc = 80.00 mm)
+ H22 ×9.00 EA (Dc = 180.00 mm)
= 6967.800 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00724

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 134.937 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.01817 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 2375049000.000 N·mm
= 2375.049 KN·m ≥ Mu = 1841.146 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.290)

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 102.962 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 5316.675 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 102.962 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00552 ⇒ 4/3 Preq = 0.00736
∴ 필요철근량 req.As = Preq × (B·D) = 5316.675 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

◈ 상부 중앙부

ㄴ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 920.573 KN·m 계수 전단력 Vu = 0.000 KN
단면의 두께 H = 1200.000 mm 단 면 폭 B = 900.000 mm
유 효 깊 이 D = 1070.000 mm 피 복 두 께 Dc = 110.000 mm

ㄴ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토

사용철근량 = H22 ×9.00 EA (Dc = 110.00 mm)
= 3483.900 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00362

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 67.468 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03744 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 1227484000.000 N·mm
= 1227.484 KN·m ≥ Mu = 920.573 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.333)

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 50.181 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 2591.198 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 50.181 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00269 ⇒ 4/3 Preq = 0.00359
∴ 필요철근량 req.As = Preq × (B·D) = 2591.198 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

ㄴ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 605.469 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00362
k = -np + √((np)²+ 2np) = 0.201 j = 0.933
x = k·d = 215.229 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.262 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 174.094 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 174.094 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 154.84 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 119.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 100.00 mm ≤ 154.84 mm ..... ∴ O.K

◈ 하부 지점부

ㄴ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 1846.875 KN·m 계수 전단력 Vu = 3102.750 KN
단면의 두께 H = 1200.000 mm 단 면 폭 B = 900.000 mm
유 효 깊 이 D = 1070.000 mm 피 복 두 께 Dc = 80.000 mm

ㄴ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토

사용철근량 = H22 ×9.00 EA (Dc = 80.00 mm)
+ H22 ×9.00 EA (Dc = 180.00 mm)
= 6967.800 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00724

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 134.937 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.01817 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 2375049000.000 N·mm
= 2375.049 KN·m ≥ Mu = 1846.875 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.286)

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 103.299 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 5334.102 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 103.299 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00554 ⇒ 4/3 Preq = 0.00739
∴ 필요철근량 req.As = Preq × (B·D) = 5334.102 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Ln/D = 0.00 / 1070.00 = 0.000 ≤ 4.0 ∴ 깊은 보
콘크리트 전단강도 ØVc = Øv·1/6·λ√(fck)·B·D/1000 = 625.487 KN
위험단면까지의 거리 ds
ds = 0.15·Ln = 0.15 ×0.000 = 0.000 m
위험단면에서의 전단력 Vu'
Vu' = Vu - Wd·ds = 3102.750 - 0.000 ×0.000 = 3102.750 KN

Øv·Vn_max = 0.75×5/6 ×λ√(fck) × B ×D /1000 = 3127.435 KN
Vu' = 3102.750 KN ≤ Øv*Vn_max = 3127.435 KN ... ∴ O.K.

Vu' ≤ Øv·Vc + Øv·[Av/Sv·((1+Ln/D)/12) + Avh/Svh((11-Ln/D)/12)]·fy·D

수직전단철근 Av = H19 No of Legs(다리개수) = 2.000 EA
간 격 Sv = 150.00 mm ≤ Sv_max = min(D/5,30cm) = 214.00 mm .. O.K
철근량 Av = 단면적×개수 = 573.000 ㎟ ≥ Av_min = 0.0025·Bw·Sv = 337.500 ㎟ .. O.K
수평전단철근 Avh = H25 No of Legs(다리개수) = 2.000 EA
간 격 Svh = 100.00 mm ≤ Svh_max = min(D/5,30cm) = 214.00 mm .. O.K
철근량 Avh = 단면적×개수 = 1013.400 ㎟ ≥ Avh_min= 0.0015·Bw·Sv = 135.000 ㎟ .. O.K

Øv·Vc + Øv·[Av/Sv·((1+Ln/D)/12) + Avh/Svh((11-Ln/D)/12)]·fy·D
= 625.487 + 0.75×[0.083×Av/Sv + 0.917×Avh/Svh]×fy ×D
= 3709.602 KN ≥ Vu' = 3102.750 KN ... ∴ O.K (S.F = 1.196)

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 1247.396 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00724
k = -np + √((np)²+ 2np) = 0.272 j = 0.909
x = k·d = 290.642 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 9.801 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 183.968 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 195.771 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 229.76 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 69.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 100.00 mm ≤ 229.76 mm ..... ∴ O.K

◈ 하부 중앙부

ㄴ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 923.438 KN·m 계수 전단력 Vu = 0.000 KN
단면의 두께 H = 1200.000 mm 단 면 폭 B = 900.000 mm
유 효 깊 이 D = 1070.000 mm 피 복 두 께 Dc = 110.000 mm

ㄴ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토

사용철근량 = H22 ×9.00 EA (Dc = 110.00 mm)
= 3483.900 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00362

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 67.468 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03744 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 1227484000.000 N·mm
= 1227.484 KN·m ≥ Mu = 923.438 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.329)

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 50.341 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 2599.461 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 50.341 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00270 ⇒ 4/3 Preq = 0.00360
∴ 필요철근량 req.As = Preq × (B·D) = 2599.461 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

ㄴ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 623.698 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00362
k = -np + √((np)²+ 2np) = 0.201 j = 0.933
x = k·d = 215.229 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.451 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 179.336 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 179.336 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 141.62 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 119.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 100.00 mm ≤ 141.62 mm ..... ∴ O.K

8. 보강거더기둥 철근량 산정

▶ 700x500 P - M 상관분석

1) 검토 제목 : 700x500

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (fck) : 27 MPa
철 근 항 복 강 도 (fy) : 400 MPa
강 재 항 복 강 도 (fsy) : 0 MPa
콘크리트 탄성계수 (Ec) : 26680 MPa
철근 설계피복두께 (d') : 80.0 mm
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B) : 700.00 mm
단 면 높 이 (H) : 500.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 5940.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 0.50
유효길이계수 (Ky) : 0.50

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H22 × 16ea = 6193.6 ㎟ (dc = 80.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 6193.6 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 4655.000 KN

계수모멘트(X) : Mux = 247.125 KN·m
Mux.ns= 247.125 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 20.6
Y축 세장비 : λy = 14.7

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 247.125 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 247.125 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 46.22 mm

작 용 편 심 : e = 53.09 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 3441.123 + 966.111 + -1029.809 = 3377.425 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 491.736 + 153.996 + 163.647 = 809.380 KN·m

평 형 편 심 : eb = 239.64 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.002
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.650
평 형 축 하 중 : ØPb = 2195.33 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 526.10 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 480.436 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 53.088 mm ≒ e = 53.088 mm -----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.770 %

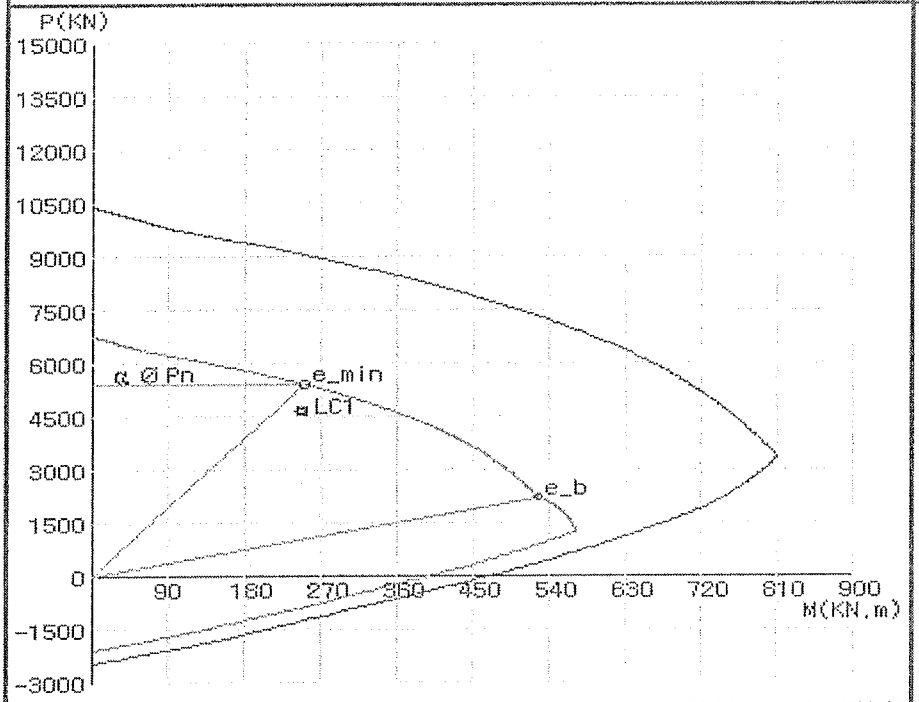
Pn = Cc + Cs + Tt = 6560.471 + 1461.105 + 0.000 = 8021.576 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 300.567 + 125.283 + 0.000 = 425.850 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = -0.100
εt = -0.100 ≤ εy = 0.002 --------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 5214.024 KN ≥ Pu = 4655.000 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 276.803 KN·m ≥ Mu = 247.125 KN·m ∴ O.K

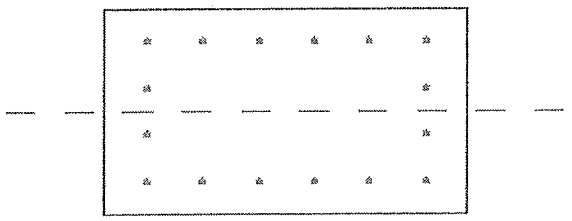
6) P-M 상관도

검토단면 : 700x500



검 토 조 건		
fck	=	27 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	26680 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	7.292 E+09 mm⁴
Iy	=	1.429 E+10 mm⁴
Ag	=	3.500 E+05 mm²
Lu	=	5940.0 mm
Kx	=	0.50
Ky	=	0.50
ρ	=	1.770 %
Pu	=	4655.000 KN
Mu	=	247.125 KN · m
θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태
- e_min = 46.215 mm
- ∅Pmin = 5391.254 KN
- ∅Mmin = 249.157 KN · m

▷ 평형 편심 상태
- e_b = 239.644 mm
- ∅Pb = 2195.326 KN
- ∅Mb = 526.097 KN · m

▷ 작용편심에서의 설계강도
- e = 53.088 mm
- ∅Pn = 5214.024 KN
- ∅Mn = 276.803 KN · m

▷ 사용철근량
- A_rebar = 6193.600 mm²

거더 8

1. 설계조건

(1) 형식 : 보강 거더 및 기둥 -8 (철근 콘크리트 구조)

(2) 설계하중

1) 하중

- 하부 보강 거더에 작용하는 하중

극한하중	=	3546.0	kN/m
사용하중	=	2395.0	kN/m

- 보강 기둥에 작용하는 응력

축 력	=	3724.0	kN/m

(3) 강도감소계수

*	휨	:	Φf =	0.85
*	전 단	:	Φv =	0.75

(4) 사용재료

① 콘 크 리 트 강 도	:	fck =	27	MPa	
② 콘크리트 탄성계수	:	Ec =	26700	MPa	--- 도.설 2.3.3
③ 철 근 항 복 강 도	:	fy =	400	MPa	
④ 철 근 탄성계수	:	Es =	200000	MPa	--- 콘.구 P67

(5) 설계방법

강도설계법

(6) 참고문헌

콘크리트구조기준 '2012 - 국토해양부

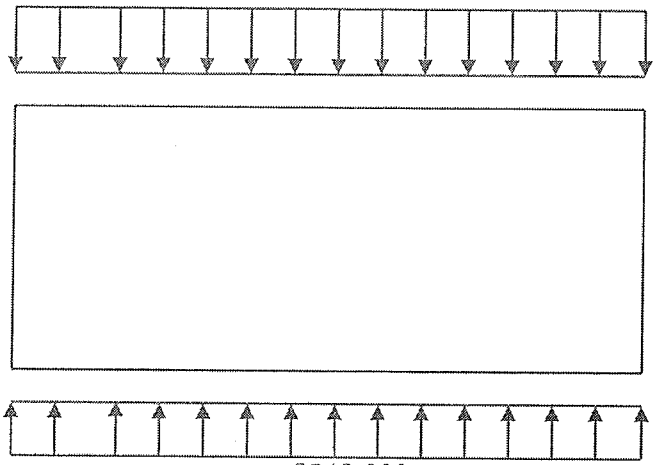
도로교 설계기준 '2010 - 국토해양부

도로 암거 표준도 보고서 '98 - 건설교통부

기타 관련 도서

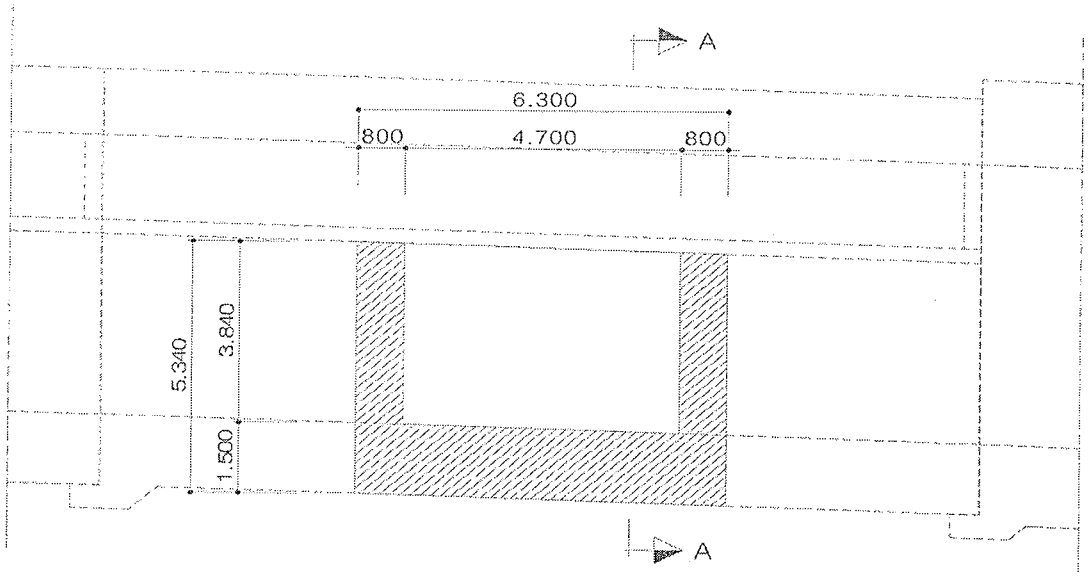
2. 하중재하(극한하중)

* 보강 거더에 작용하는 하중

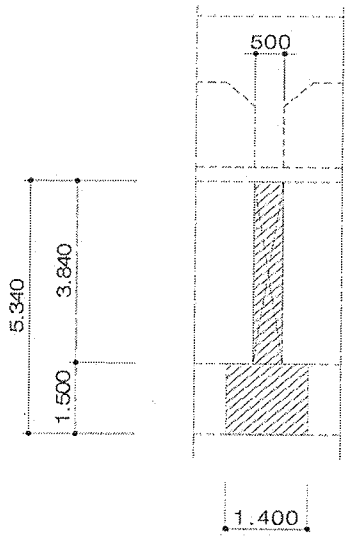


Ln = 4.700 m

3. 단면가정



정 면 도



단 면 도

4. 단면력 산정

1) GIRDER의 단면력 산정

Wu = 보의 단위 길이당 또는 슬래브의 단위면적당 극한(또는 설계)하중 = 전단력

Ln = 정모멘트와 전단에 대해서는 순경간
(부모멘트의 경우에는 인접 두 지간의 평균 순경간)

Mu1 = 일반 내부 받침부 내외면에서의 부모멘트
Mu1 = (Wu x Ln^2) / 12

Mu2 = 내부 지간에서의 정모멘트
Mu2 = (Wu x Ln^2) / 24

Vu = 전 단 력,
거더 = Vu = 1.0 x (Wu x Ln) / 2
깊은보 = Vu = 1.0 x (Wu x Ln) / 2 - 0.15 x (Wu x Ln)

A. 하부 보강 거더 (□ 800 x 500)

지 점 부

Mu1 = (Wu x Ln^2) / 12

= (3546.000 x 4.700 ^{2}) / 12 = 6527.595 kn.m

중 앙 부

Mu2 = (Wu x Ln^2) / 24

= (3546.000 x 4.700 ^{2}) / 24 = 3263.798 kn.m

지 점 부

Vu = 1.0 x (Wu x Ln) / 2

= 1.0 x (3546.00 x 4.700) / 2 = 8333.100 kn

※ Deep Beam 에서 전단에 대한 위험단면 : 등분포 하중의 경우 0.15Ln

0.15 × Ln = 0.15 x 4.700 = 0.705 m

- Vu' = Vu - 0.15Ln × W

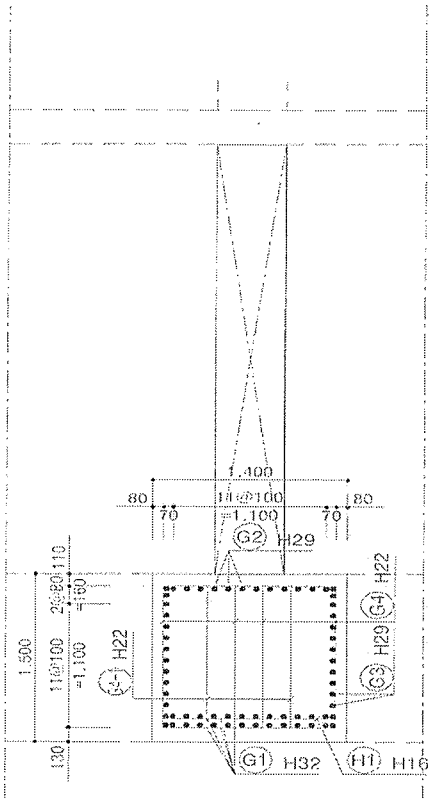
= 8333.1 - 0.705 x 3546.0 = 5833.17 kn

B. 보강 기둥(D 1.000)

축력	3724.00	x	1.250	=	4655.000	kn.m
모 멘 트	301.00	x	1.250	=	376.250	kn.m

5. 주철근 조립도

거 더

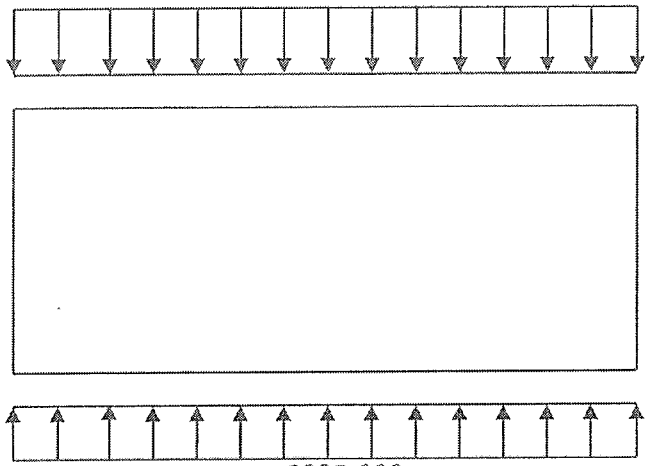


기둥



5. 하중재하(사용하중)

1) 보강 거더에 작용하는 하중



Ln = 4.700 m

6. 단면력 산정

1) GIRDER의 단면력 산정

Wu = 보의 단위 길이당 또는 슬래브의 단위면적당 극한(또는 설계)하중 = 전단력

Ln = 정모멘트와 전단에 대해서는 순경간
(부모멘트의 경우에는 인접 두 지간의 평균 순경간)

Mu1 = 일반 내부 받침부 내외면에서의 부모멘트

Mu1 = (Wu x Ln^2) / 12

Mu2 = 내부 지간에서의 정모멘트

Mu2 = (Wu x Ln^2) / 24

A. 하부 보강 거더 (□ 800 x 500)

지 점 부

Mu1 = (Wu x Ln^2) / 12

= (2395.000 x 4.700 ^{2}) / 12 = 4408.796 kn.m

중 앙 부

Mu2 = (Wu x Ln^2) / 24

= (2395.000 x 4.700 ^{2}) / 24 = 2204.398 kn.m

7. 보강거더 철근량 산정

◈ 하부 지점부

ㄴ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 6527.595 KN·m 계수 전단력 Vu = 5833.170 KN
단면의 두께 H = 1500.000 mm 단 면 폭 B = 1400.000 mm
유 효 깊 이 D = 1320.000 mm 피 복 두 께 Dc = 130.000 mm

ㄴ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토

사용철근량 = H32 ×14.00 EA (Dc = 130.00 mm)
+ H32 ×14.00 EA (Dc = 230.00 mm)
= 22237.600 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.01203

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 276.845 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.00962 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 8933652000.000 N·mm
= 8933.652 KN·m ≥ Mu = 6527.595 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.369)

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 195.557 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 15708.130 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 195.557 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00850 ⇒ 4/3 Preq = 0.01133
∴ 필요철근량 req.As = Preq × (B·D) = 15708.130 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

ㅣ- 전단력 검토

Ln/D = 0.00 / 1320.00 = 0.000 ≤ 4.0 ∴ 깊은 보
콘크리트 전단강도 ØVc = Øv·1/6·λ√(fck)·B·D/1000 = 1200.311 KN
위험단면까지의 거리 ds
ds = 0.15·Ln = 0.15 ×0.000 = 0.000 m
위험단면에서의 전단력 Vu'
Vu' = Vu - Wd·ds = 5833.170 - 0.000 ×0.000 = 5833.170 KN

Øv·Vn_max = 0.75×5/6 ×λ√(fck) × B ×D /1000 = 6001.556 KN
Vu' = 5833.170 KN ≤ Øv*Vn_max = 6001.556 KN ... ∴ O.K.

Vu' ≤ Øv·Vc + Øv·[Av/Sv·((1+Ln/D)/12) + Avh/Svh((11-Ln/D)/12)]·fy·D

수직전단철근 Av = H22 No of Legs(다리개수) = 5.000 EA
간 격 Sv = 150.00 mm ≤ Sv_max = min(D/5,30cm) = 264.00 mm .. O.K
철근량 Av = 단면적×개수 = 1935.500 ㎟ ≥ Av_min = 0.0025·Bw·Sv = 525.000 ㎟ .. O.K
수평전단철근 Avh = H29 No of Legs(다리개수) = 2.000 EA
간 격 Svh = 100.00 mm ≤ Svh_max = min(D/5,30cm) = 264.00 mm .. O.K
철근량 Avh = 단면적×개수 = 1284.800 ㎟ ≥ Avh_min= 0.0015·Bw·Sv = 210.000 ㎟ .. O.K

Øv·Vc + Øv·[Av/Sv·((1+Ln/D)/12) + Avh/Svh((11-Ln/D)/12)]·fy·D
= 1200.311 + 0.75×[0.083×Av/Sv + 0.917×Avh/Svh]×fy ×D
= 6289.945 KN ≥ Vu' = 5833.170 KN ... ∴ O.K (S.F = 1.078)

ㅣ- 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 4408.796 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.01203
k = -np + √((np)²+ 2np) = 0.335 j = 0.888
x = k·d = 441.893 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 12.154 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 169.061 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 178.688 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 155.71 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 114.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 100.00 mm ≤ 155.71 mm ..... ∴ O.K

◈ 하부 중앙부

ㅣ- 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 3263.798 KN·m 계수 전단력 Vu = 0.000 KN
단면의 두께 H = 1500.000 mm 단 면 폭 B = 1400.000 mm
유 효 깊 이 D = 1370.000 mm 피 복 두 께 Dc = 110.000 mm

ㅣ- 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토

사용철근량 = H29 ×14.00 EA (Dc = 130.00 mm)
= 8993.600 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00469

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 111.965 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02820 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 4018034000.000 N·mm
= 4018.034 KN·m ≥ Mu = 3263.798 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.231)

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 90.201 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 7245.384 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 90.201 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00378 ⇒ 4/3 Preq = 0.00504
∴ 필요철근량 req.As = Preq × (B·D) = 7245.385 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

ㅣ- 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 2204.398 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00469
k = -np + √((np)²+ 2np) = 0.225 j = 0.925
x = k·d = 308.917 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 8.046 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 193.451 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 193.451 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 118.33 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 115.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 100.00 mm ≤ 118.33 mm ..... ∴ O.K

8. 보강거더기둥 철근량 산정

▶ 800x500 P - M 상관분석

1) 검토 제목 : 800x500

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (fck) : 27 MPa
철 근 항 복 강 도 (fy) : 400 MPa
강 재 항 복 강 도 (fsy) : 0 MPa
콘크리트 탄성계수 (Ec) : 26680 MPa
철근 설계피복두께 (d') : 80.0 mm
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B) : 800.00 mm
단 면 높 이 (H) : 500.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 3840.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 0.50
유효길이계수 (Ky) : 0.50

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H25 × 18ea = 9120.6 ㎟ (dc = 80.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 9120.6 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 4655.000 KN

계수모멘트(X) : Mux = 376.250 KN·m
Mux.ns= 376.250 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 13.3
Y축 세장비 : λy = 8.3

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 376.250 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 376.250 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 45.70 mm

작 용 편 심 : e = 80.83 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 3932.712 + 1455.655 + -1550.663 = 3837.705 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 561.985 + 234.054 + 248.664 = 1044.703 KN·m

평 형 편 심 : eb = 272.22 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.002
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.650
평 형 축 하 중 : ØPb = 2494.51 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 679.06 KN·m

∴ e_min < e < eb -----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 427.156 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 80.827 mm ≒ e = 80.827 mm -----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 2.280 %

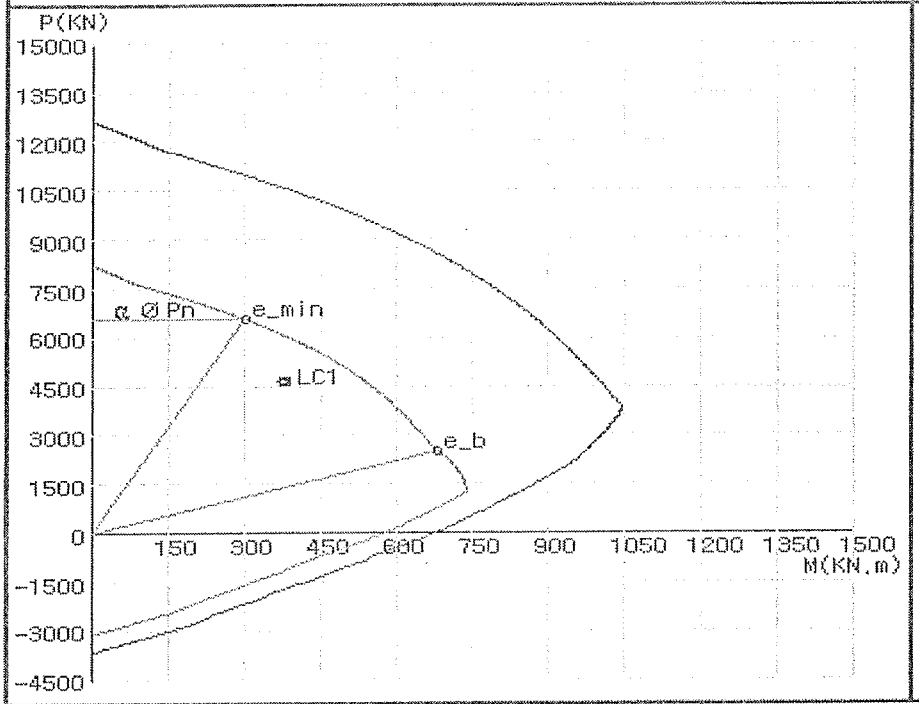
Pn = Cc + Cs + Tt = 6666.197 + 1830.845 + 0.000 = 8497.042 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 456.359 + 230.432 + 0.000 = 686.791 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = -0.100
εt = -0.100 ≤ εy = 0.002 --------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 5523.077 KN ≥ Pu = 4655.000 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 446.414 KN·m ≥ Mu = 376.250 KN·m ∴ O.K

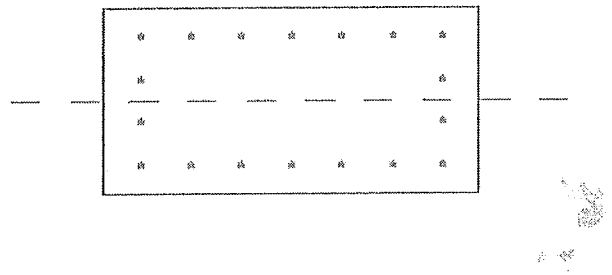
6) P-M 상관도

검토단면 : 800×500



검 토 조 건		
fck	=	27 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	26680 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	8.333 E+09 mm⁴
Iy	=	2.133 E+10 mm⁴
Ag	=	4.000 E+05 mm²
Lu	=	3840.0 mm
Kx	=	0.50
Ky	=	0.50
ρ	=	2.280 %
Pu	=	4655.000 KN
Mu	=	376.250 KN · m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태
- e_min = 45.701 mm
- ØPmin = 6561.839 KN
- ØMmin = 299.885 KN · m

▷ 평형 편심 상태
- e_b = 272.221 mm
- ØPb = 2494.508 KN
- ØMb = 679.057 KN · m

▷ 작용편심에서의 설계강도
- e = 80.827 mm
- ØPn = 5523.077 KN
- ØMn = 446.414 KN · m

▷ 사용철근량
- A_rebar = 9120.600 mm²

2.8 집수정 마감벽

▨ 구조 설계 요약

구 조 계 산 서									
부 재		모멘트		전단력		안전율		사용철근량	
		작용력	저항력	작용력	저항력	모멘트	전단력	휨철근량	전단철근량
가로방향	상부지점부	163.4	580.0	279.1	844.4	3.55	3.03	H16@150	-
	상부중앙부	93.4	589.0	191.5	857.4	6.31	4.48	H16@150	-
	하부지점부	518.2	580.0	630.4	844.4	1.12	1.34	H16@150	-
	하부중앙부	249.9	589.0	121.0	857.4	2.36	7.09	H16@150	-
연직방향	상부지점부	88.1	580.0	127.7	844.4	6.58	6.61	H16@150	-
	중간슬래브 지점	329.3	580.0	477.9	844.4	1.76	1.77	H16@150	-
	하부중앙부	267.2	589.0	97.0	857.4	2.20	8.84	H16@150	-
	하부지점부	558.2	833.4	674.7	844.4	1.49	1.25	H19@150	-

1. 설계조건 (상 시)

1) 형　　식 : 철근 콘크리트

2) 기 초 형 식 : 직 접 기 초

3) 토 질 정 수 :

① 단 위 체 적 중 량 : γs = 19.00 kN/m³ (지하수 비고려시)
: $\gamma s'$ = 10.00 kN/m³ (지하수 고려시)
② 뒷채움재 내부마찰각 : Φ = 30 °
③ 토 압 계 수 : 정지토압계수 적용
$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30 = 0.500$

4) 하 중

① 고정하중
* 철근 콘크리트 : γc = 25.00 kN/m³
* 무근 콘크리트 : γc = 23.50 kN/m³
* 포 장 , 아스팔트 : γc = 23.00 kN/m³

② 활 하 중 : DB-24 하중으로 충격을 포함시키며 토피에 따른 활하중(충격포함), L은 다음과 같다.

토피고(D,m)	노면활하중(Pv ℓ ,kN/m²)	비　　고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

③ 수 압
단 위 체 적 중 량 : γw = 10.00 kN/m³
* 지하수위고 : GL = -1.00 m

5) 강도감소계수
* 휨 : Φf = 0.85
* 전 단 : Φv = 0.75

6) 사 용 재 료

① 콘 크 리 트 강 도	:	fck =	27	MPa	
② 콘크리트 탄성계수	:	Ec =	26700	MPa	--- 도.설 2.3.3
③ 철 근 항 복 강 도	:	fy =	400	MPa	
④ 철 근 탄성계수	:	Es =	200000	MPa	-- 콘.구 P67

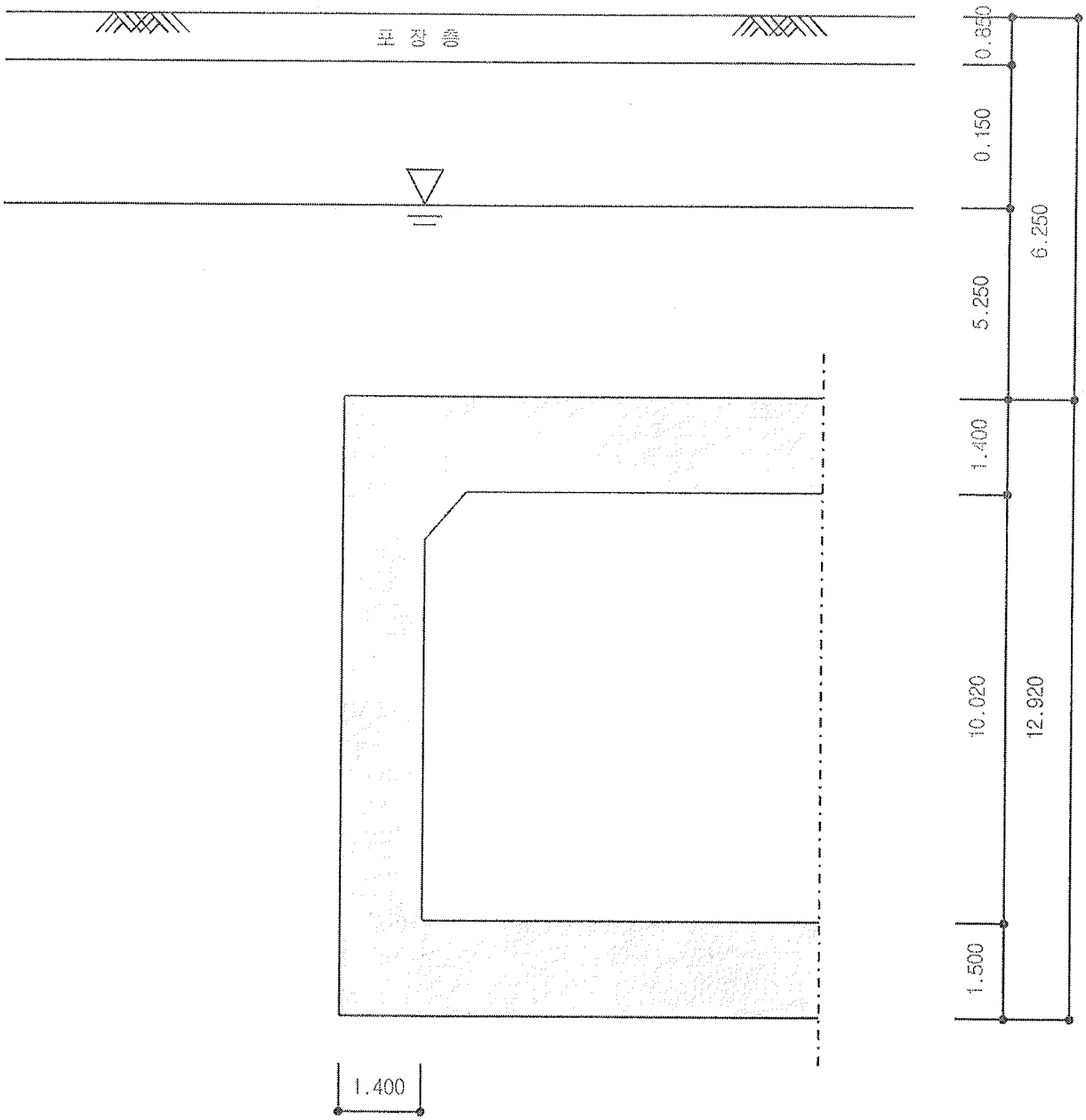
7) 참 고 서 적

① 도로교설계기준	[2010]	-----	국토해양부
② 도로교설계기준 · 해설	[2008]	-----	건설교통부
③ 콘크리트구조기준	[2012]	-----	국토해양부
④ 도로설계편람		-----	건설교통부
⑤ 지중구조물의 내진설계		-----	한국지진공학회
⑥ 구조물 기초설계기준 · 해설	[2003]	-----	건설교통부

8) 사용 프로그램

- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

2. 단면가정



3. 하 중

1) 노면 활하중에 의한 측벽 토압 (CASE-1)

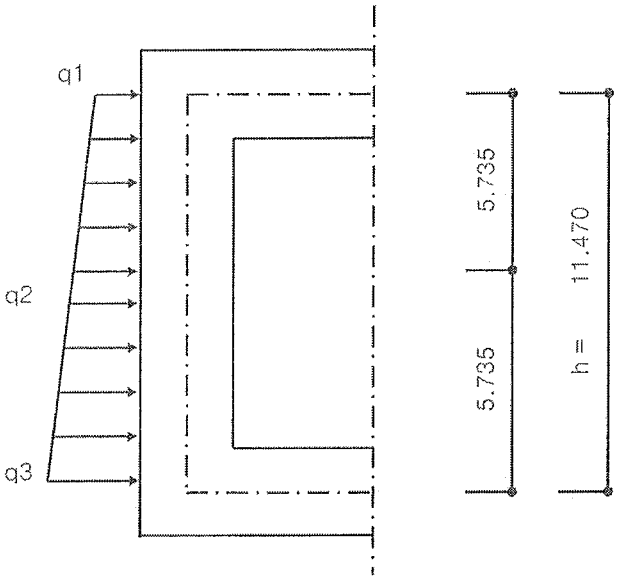
토피고(D.m)	노면활하중(Pv ℓ .kN/㎡)	비 고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

노면 활하중 : = 15.00 kN/㎡

PvL x Ko = 15.000 x 1/2 = 7.500 kN/㎡

2) 토 압

* 정지토압계수 Ko = 1 - sin 30 = 0.500



(1) 지하수 비고려시 (CASE-2)

q1 = 0.500 x (0.850 x 23.000 + 6.100 x 19.000) = 67.725 kN/㎡

q2 = 67.73 + 0.500 x 5.735 x 19.00 = 122.208 kN/㎡

q3 = 122.21 + 0.500 x 5.735 x 19.00 = 176.690 kN/㎡

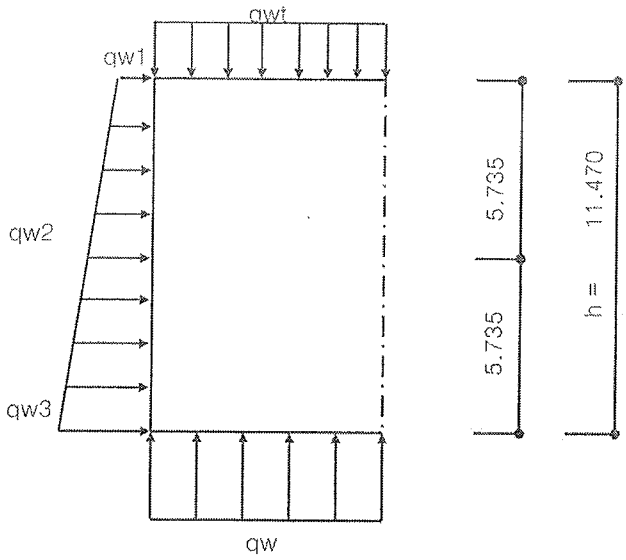
(2) 지하수 고려시 (CASE-3)

q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 0.150 x 19.00
+ 5.950 x 10.00) = 40.950 kN/㎡

q2 = 40.950 + 0.500 x 5.735 x 10.00 = 69.625 kN/㎡

q3 = 69.625 + 0.500 x 5.735 x 10.00 = 98.300 kN/㎡

3) 수 압

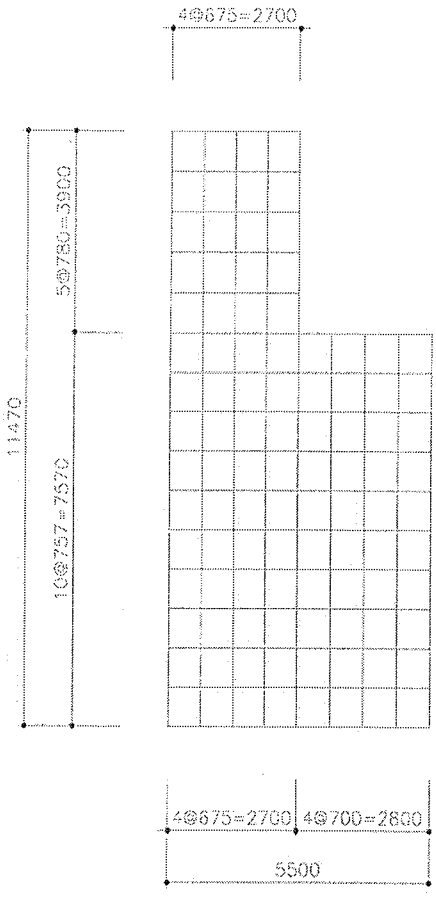


(1) 수평수압 - 벽 체 (CASE-4)

qw1	=	5.950	x	10.000		=	59.500	kN/㎡
qw2	=	59.500	+	5.735	x 10.000	=	116.850	kN/㎡
qw3	=	116.850	+	5.735	x 10.000	=	174.200	kN/㎡

4. 입력 DATA

1) 모 델 링



5. 하중조합 및 하중재하도

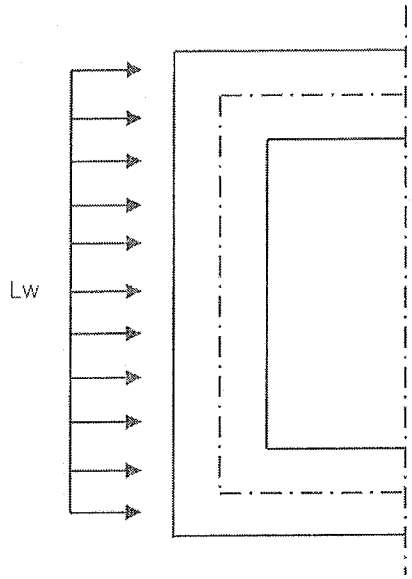
--- 콘.구 3.3.2

1) 하중조합

comb1	=	1.6	x	case-1	+	1.6	x	case-2				
comb2	=	1.6	x	case-1	+	1.6	x	case-3	+	1.6	x	case-4
comb3	=	1	x	case-1	+	1	x	case-2				
comb4	=	1	x	case-1	+	1	x	case-3	+	1	x	case-4

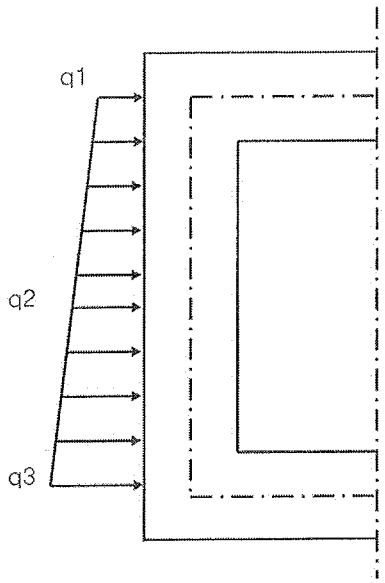
2) 하중재하도

① CASE 1 - 활 하 중 (노면 활하중)



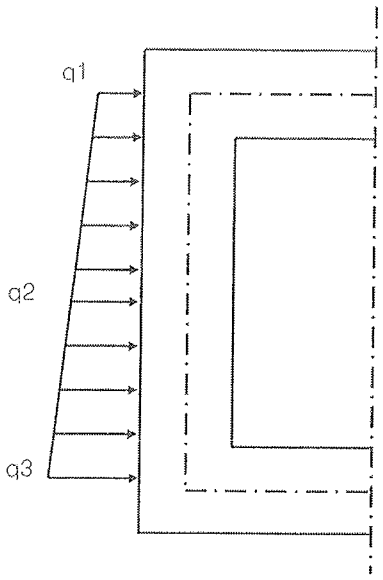
Lw = 7.50 kN/㎡

② CASE 2 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)



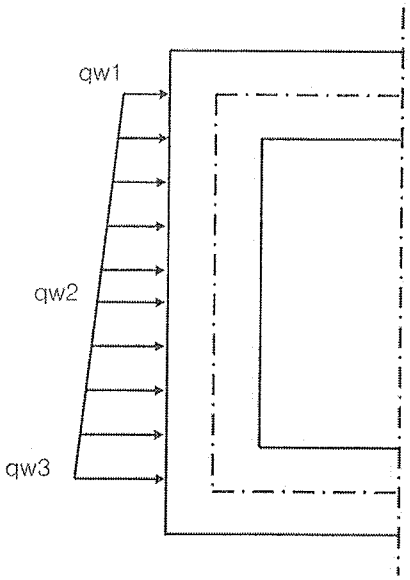
q1 = 67.73 kN/㎡
q2 = 122.21 kN/㎡
q3 = 176.69 kN/㎡

③ CASE 3 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



q1 = 40.95 kN/㎡
q2 = 69.63 kN/㎡
q3 = 98.30 kN/㎡

④ CASE 4 - 횡 수 압



qw1 = 59.50 kN/㎡
qw2 = 116.85 kN/㎡
qw3 = 174.20 kN/㎡

6. 부재력 요약

6.1 부재력 집계

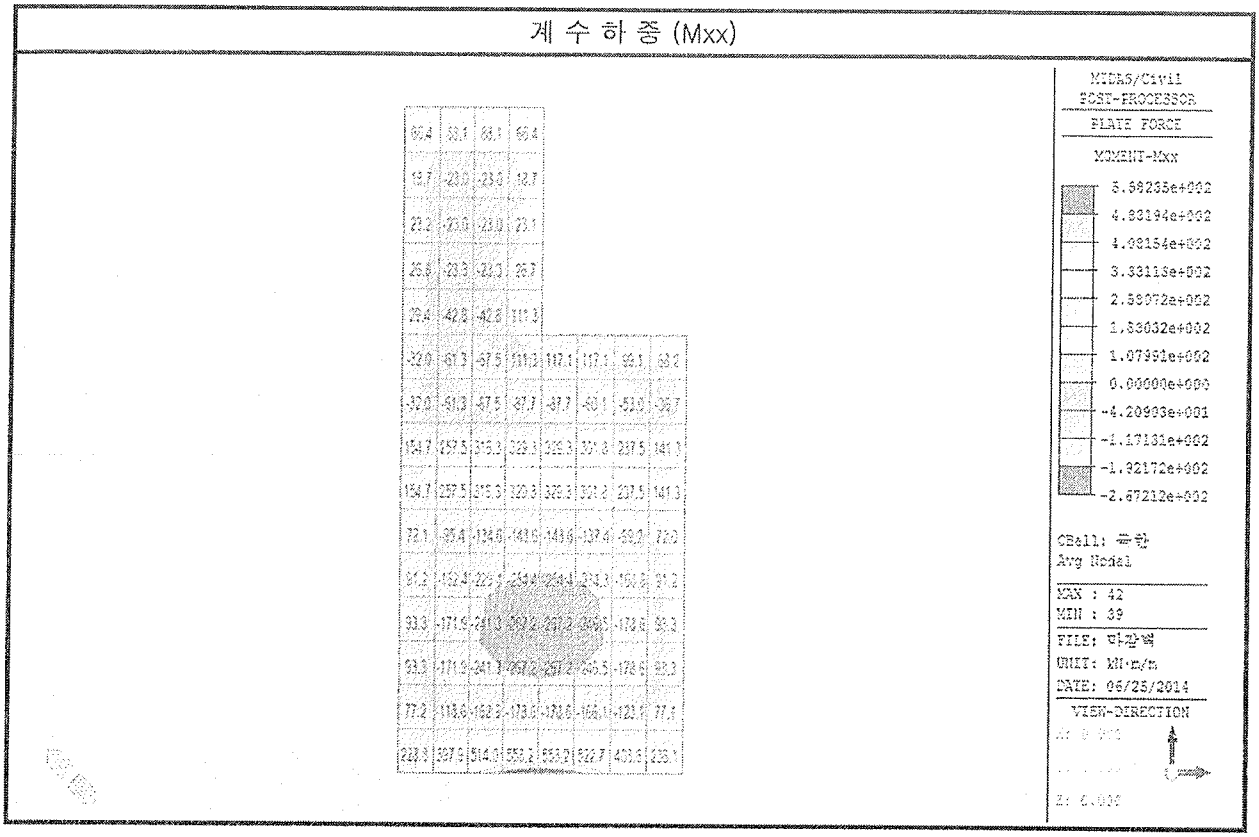
[단위 KN,KN-m]

구 분		극한모멘트		사용하중 모멘트	극한전단력		사용철근량	
		작용력	저항력		작용력	저항력	휨철근량	전단철근량
가로방향	상부지점부	163.4	580.0	102.1	279.1	844.4	H16@150	-
	상부중앙부	93.4	589.0	58.4	191.5	857.4	H16@150	-
	하부지점부	518.2	580.0	323.9	630.4	844.4	H16@150	-
	하부중앙부	249.9	589.0	156.2	121.0	857.4	H16@150	-
연직방향	상부지점부	88.1	580.0	55.1	127.7	844.4	H16@150	-
	중간슬래브 지점	329.3	580.0	205.8	477.9	844.4	H16@150	-
	하부중앙부	267.2	589.0	167.0	97.0	857.4	H16@150	-
	하부지점부	558.2	833.4	348.9	674.7	844.4	H19@150	-

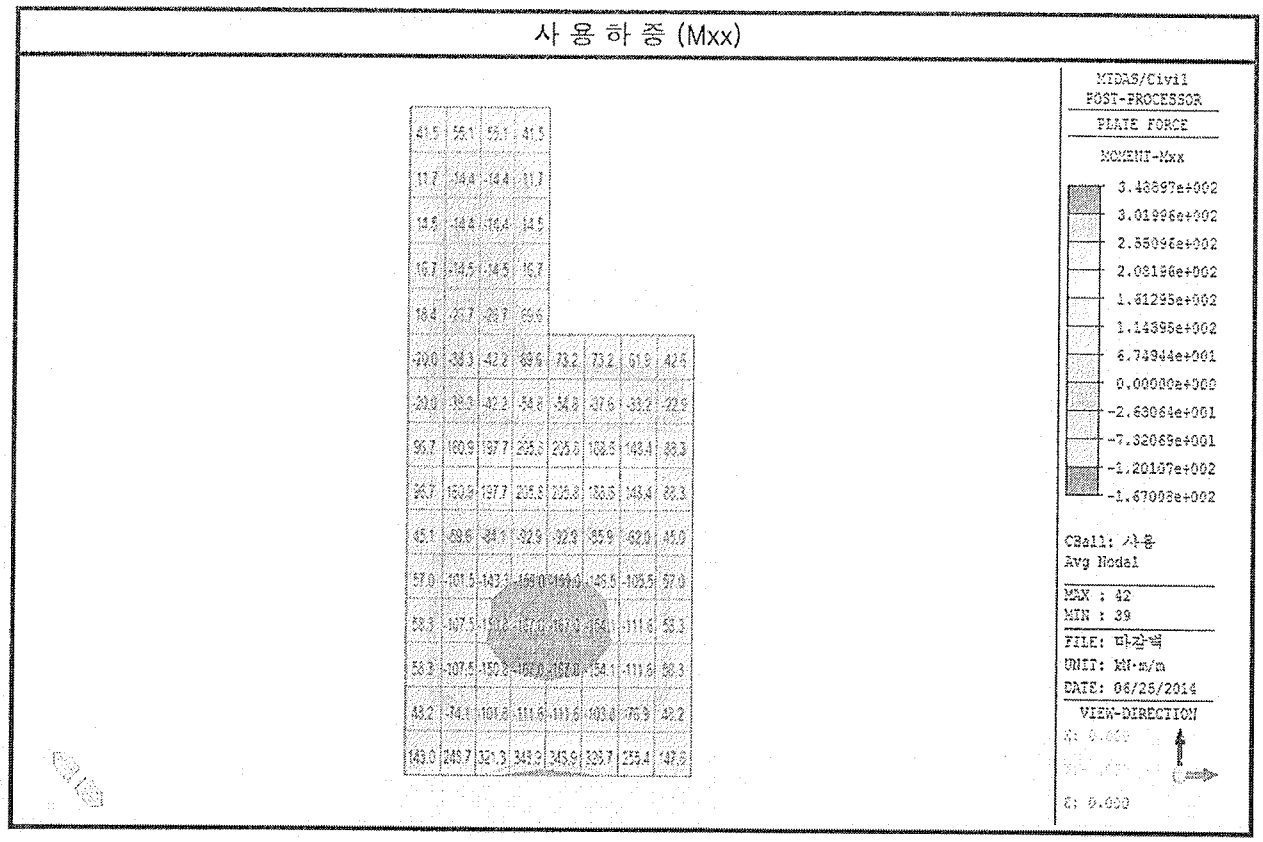
6.2 단면력도

- 모멘트도

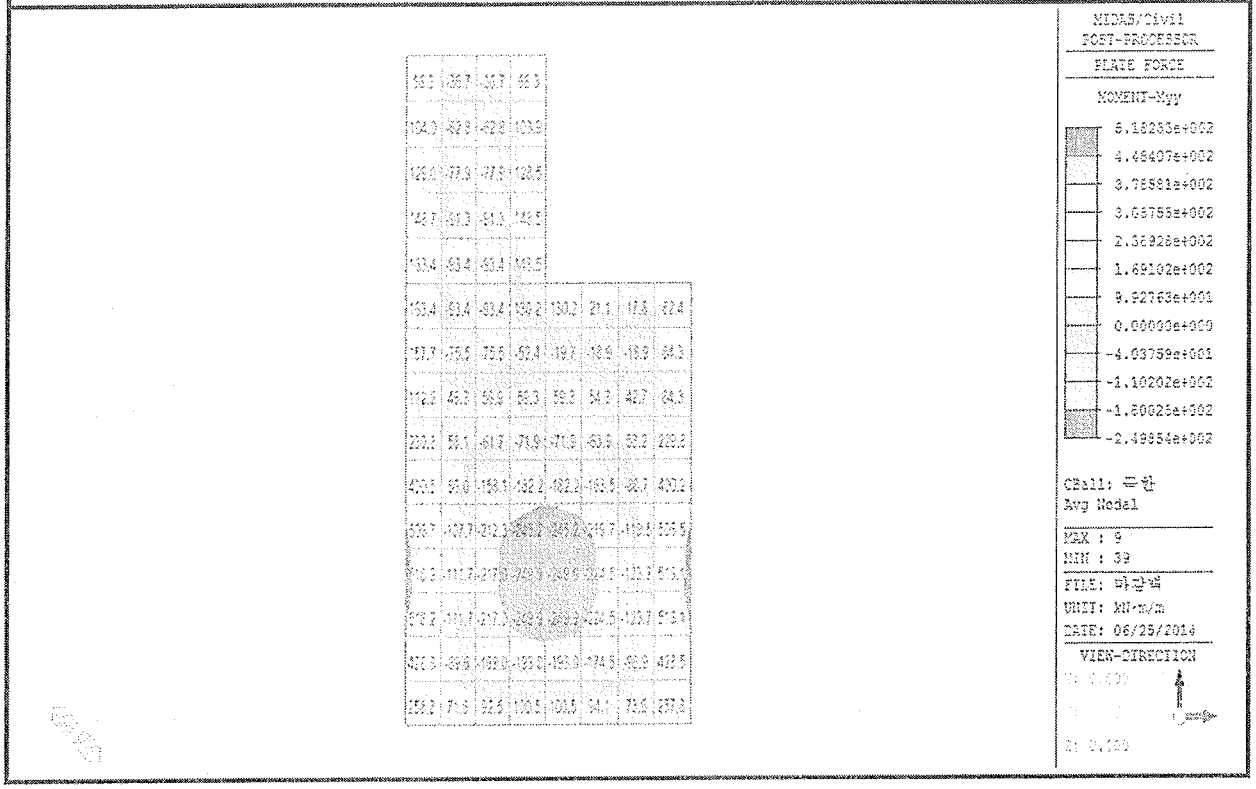
계 수 하 중 (Mxx)



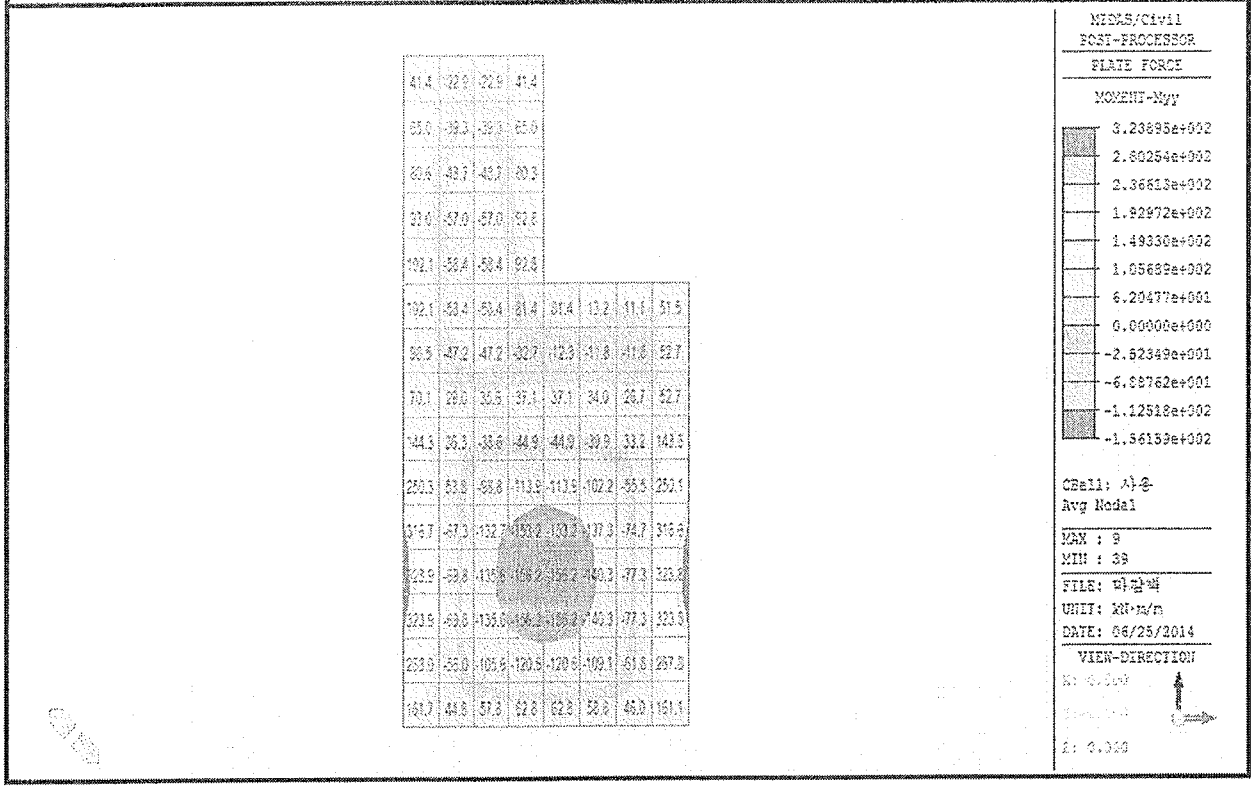
사 용 하 중 (Mxx)



계 수 하 중 (Myy)

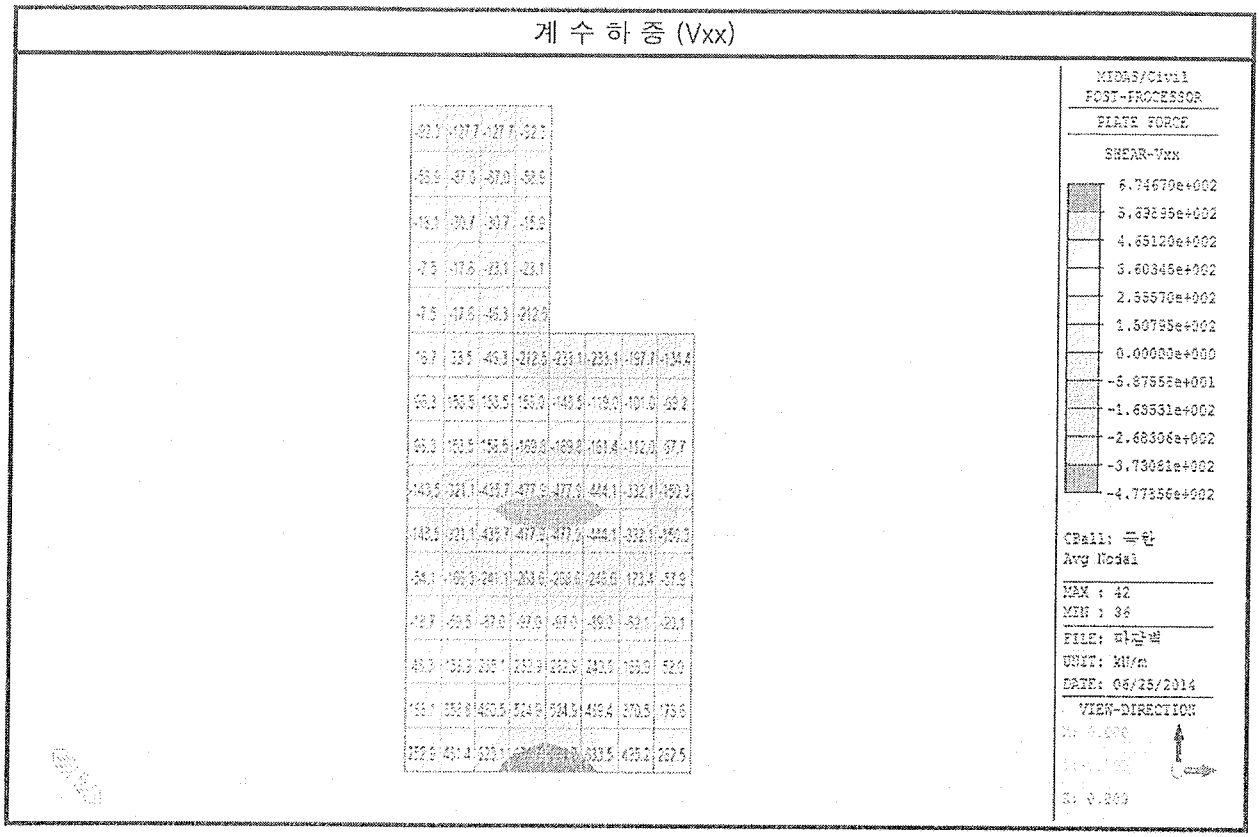


사 용 하 중 (Myy)

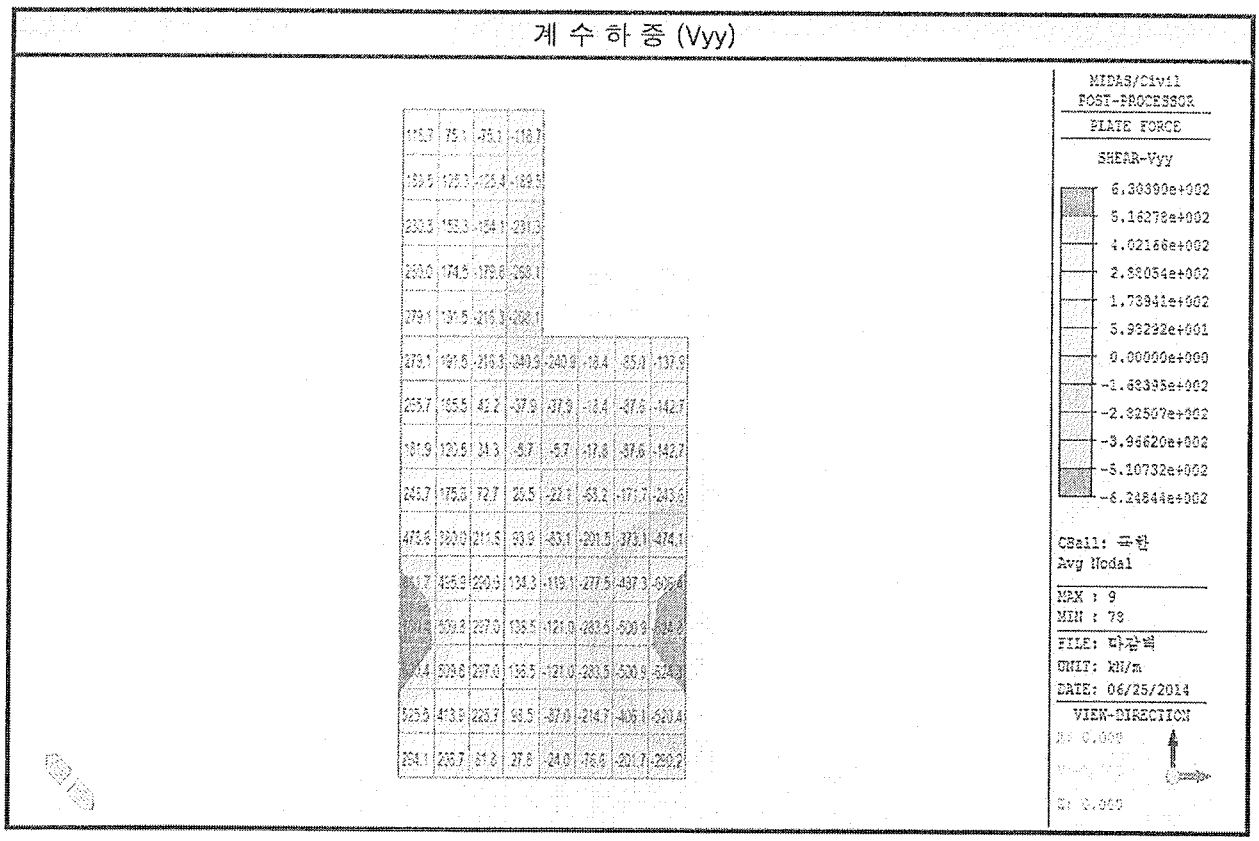


- 전단력도

계 수 하 중 (Vxx)



계 수 하 중 (Vyy)



7. 단면검토

7.1 가로방향 상부지점부

7.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	163.400	kN.m	· Vu =	279.100	kN	· M =	102.100	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	130.0 cm	· 전단력 d =	130.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 3.730 cm^2 [p = 0.00029]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1.324 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.31 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	45.500 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	42.250 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	17.500 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	45.500 cm^2	>	17.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	4.973 cm^2			

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 16 @ 150	= 13.240 cm^2	[6.7 EA/m]	
	TOTAL	= 13.240 cm^2	[p = 0.001018]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.1406 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 580.01 kN.m > Mu = 163.40 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 844.37 kN > Vu = 279.10 kN

· 1/2·Φv Vc = 422.19 kN > Vu = 279.10 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 844.37 + 0.00 = 844.37 kN > Vu = 279.10 kN

Rm = Md / Mu = 3.55 Rs = Φv Vn / Vu = 3.03

7.1.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.001018 + √ [2 × 0.007 + 0.007 ²] = 0.112

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.112 / 3 = 0.963

fs = M / [As·d·j]

= 102.10 × 1000 / [13.240 × 130.0 × 0.963] = 61.6 MPa

s = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 61.6) - 2.5 x 92 = 1048 mm > 150 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 61.6) = 1023 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.2 가로방향 상부중앙부

7.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	93.400	kN.m	· Vu =	191.500	kN	· M =	58.400	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	132.0 cm	· 전단력 d =	132.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 2.099 cm^2 [p = 0.00016]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1.324 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 2.31 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	46.200 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	42.900 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	17.500 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	46.200 cm^2	>	17.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	2.799 cm^2			

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As = H 16 @ 150 = 13.240 cm^2 [6.7 EA/m]

TOTAL = 13.240 cm^2 [p = 0.001003]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.1429 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 589.02 kN.m > Mu = 93.40 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 857.37 kN > Vu = 191.50 kN

· 1/2·Φv Vc = 428.69 kN > Vu = 191.50 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 857.37 + 0.00 = 857.37 kN > Vu = 191.50 kN

Rm = Md / Mu = 6.31 Rs = Φv Vn / Vu = 4.48

7.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.001003 + √ [2 × 0.007 + 0.007 ²] = 0.112

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.112 / 3 = 0.963

fs = M / [As·d·j]

= 58.40 × 1000 / [13.240 × 132.0 × 0.963] = 34.7 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 34.7) − 2.5 x 72 = 2089 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 34.7) = 1816 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.3 가로방향 하부지점부

7.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	518.200	kN.m	· Vu =	630.400	kN	· M =	323.900	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	130.0 cm	· 전단력 d =	130.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 11.829 cm^2 [p = 0.00091]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1.324 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 2.31 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	45.500 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	42.250 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	17.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	45.500 cm^2	> 17.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	15.772 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 16 @ 150	= 13.240	cm^2	[6.7	EA/m]
	TOTAL	= 13.240	cm^2	[p = 0.001018]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.1406 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 580.01 kN.m > Mu = 518.20 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 844.37 kN > Vu = 630.40 kN

· 1/2·Φv Vc = 422.19 kN < Vu = 630.40 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 844.37 + 0.00 = 844.37 kN > Vu = 630.40 kN

Rm = Md / Mu = 1.12 Rs = Φv Vn / Vu = 1.34

7.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.001018 + √ [2 × 0.007 + 0.007 ²] = 0.112

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.112 / 3 = 0.963

fs = M / [As·d·j]

= 323.90 × 1000 / [13.240 × 130.0 × 0.963] = 195.41 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 195.4) − 2.5 x 92 = 173 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 195.4) = 322 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.4 가로방향 하부중앙부

7.4.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	249.900	kN.m	· Vu =	121.000	kN	· M =	156.200	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	132.0 cm	· 전단력 d =	132.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 5.617 cm^2 [p = 0.00043]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1.324 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.31 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 46.200 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 42.900 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 17.500 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 46.200 cm^2 > 17.500 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 7.489 cm^2

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 16 @ 150	= 13.240 cm^2	[6.7 EA/m]	
	TOTAL	= 13.240 cm^2	[p = 0.001003]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.1429 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 589.02 kN.m > Mu = 249.90 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 857.37 kN > Vu = 121.00 kN

· 1/2·Φv Vc = 428.69 kN > Vu = 121.00 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 857.37 + 0.00 = 857.37 kN > Vu = 121.00 kN

Rm = Md / Mu = 2.36 Rs = Φv Vn / Vu = 7.09

7.4.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.001003 + √ [2 × 0.007 + 0.007 ²] = 0.112

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.112 / 3 = 0.963

fs = M / [As·d·j]

= 156.20 × 1000 / [13.240 × 132.0 × 0.963] = 92.81 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 92.81) − 2.5 x 72 = 669 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 92.81) = 679 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.5 연직방향 상부지점부

7.5.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	88.100	kN.m	· Vu =	127.700	kN	· M =	55.100	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	130.0 cm	· 전단력 d =	130.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 2.011 cm^2 [p = 0.00015]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1.324 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.31 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	45.500 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	42.250 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	17.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	45.500 cm^2	> 17.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	2.681 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 16 @ 150	= 13.240 cm^2	[6.7 EA/m]	
	TOTAL	= 13.240 cm^2	[p = 0.001018]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.1406 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 580.01 kN.m > Mu = 88.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 844.37 kN > Vu = 127.70 kN

· 1/2·Φv Vc = 422.19 kN > Vu = 127.70 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 844.37 + 0.00 = 844.37 kN > Vu = 127.70 kN

Rm = Md / Mu = 6.58 Rs = Φv Vn / Vu = 6.61

7.5.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.001018 + √ [2 × 0.007 + 0.007 ²] = 0.112

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.112 / 3 = 0.963

fs = M / [As·d·j]

= 55.10 × 1000 / [13.240 × 130.0 × 0.963] = 33.24 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 33.24) − 2.5 x 92 = 2139 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 33.24) = 1895 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.6 연직방향 중간슬래브 지점부

7.5.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	329.300	kN.m	· Vu =	477.900	kN	· M =	205.800	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	130.0 cm	· 전단력 d =	130.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 7.517 cm^2 [p = 0.00058]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,324 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.31 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	45.500 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	42.250 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	17.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	45.500 cm^2	> 17.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	10.023 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 16 @ 150	= 13.240 cm^2	[6.7 EA/m]
	TOTAL	= 13.240 cm^2	[p = 0.001018]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.1406 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 580.01 kN.m > Mu = 329.30 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 844.37 kN > Vu = 477.90 kN

· 1/2·Φv Vc = 422.19 kN < Vu = 477.90 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 844.37 + 0.00 = 844.37 kN > Vu = 477.90 kN

Rm = Md / Mu = 1.76 Rs = Φv Vn / Vu = 1.77

7.5.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.001018 + √ [2 × 0.007 + 0.007 ²] = 0.112

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.112 / 3 = 0.963

fs = M / [As·d·j]

= 205.80 × 1000 / [13.240 × 130.0 × 0.963] = 124.16 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 124.2) − 2.5 x 92 = 404 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 124.2) = 507 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.7 연직방향 하부 중앙부

7.5.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	267.200	kN.m	· Vu =	97.000	kN	· M =	167.000	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	132.0 cm	· 전단력 d =	132.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 6.006 cm^2 [p = 0.00046]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,324 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.31 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 46.200 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 42.900 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 17.500 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 46.200 cm^2 > 17.500 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 8.008 cm^2

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 16 @ 150	=	13.240 cm^2	[6.7 EA/m]	
	TOTAL	=	13.240 cm^2	[p =	0.001003]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.1429 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 589.02 kN.m > Mu = 267.20 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 857.37 kN > Vu = 97.00 kN

· 1/2·Φv Vc = 428.69 kN > Vu = 97.00 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 857.37 + 0.00 = 857.37 kN > Vu = 97.00 kN

Rm = Md / Mu = 2.20 Rs = Φv Vn / Vu = 8.84

7.5.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.001003 + √ [2 × 0.007 + 0.007 ²] = 0.112

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.112 / 3 = 0.963

fs = M / [As·d·j]

= 167.00 × 1000 / [13.240 × 132.0 × 0.963] = 99.23 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 99.23) - 2.5 x 72 = 614 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 99.23) = 635 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.8 연직방향 하부 지점부

7.5.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	558.200	kN.m	· Vu =	674.700	kN	· M =	348.900	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	130.0 cm	· 전단력 d =	130.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 12.793 cm^2 [p = 0.00098]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,910 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 3.33 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 45.500 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 42.250 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 17.500 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 45.500 cm^2 > 17.500 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 17.057 cm^2

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H 19 @ 150	=	19.100 cm^2	[6.7 EA/m]	
	TOTAL	=	19.100 cm^2	[p =	0.001469]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 3.329 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.916 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0966 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 833.41 kN.m > Mu = 558.20 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 844.37 kN > Vu = 674.70 kN

· 1/2·Φv Vc = 422.19 kN < Vu = 674.70 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 844.37 + 0.00 = 844.37 kN > Vu = 674.70 kN

Rm = Md / Mu = 1.49 Rs = Φv Vn / Vu = 1.25

7.5.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.001469 + √ [2 × 0.01 + 0.01 ²] = 0.134

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.134 / 3 = 0.955

fs = M / [As·d·j]

= 348.90 × 1000 / [19.100 × 130.0 × 0.955] = 147.14 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

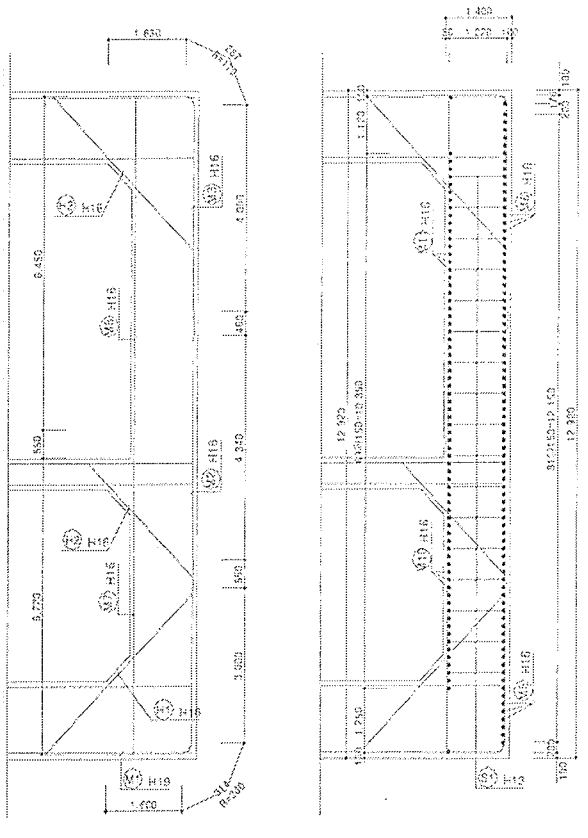
= 375 x (210 / 147.1) − 2.5 x 90.5 = 309 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

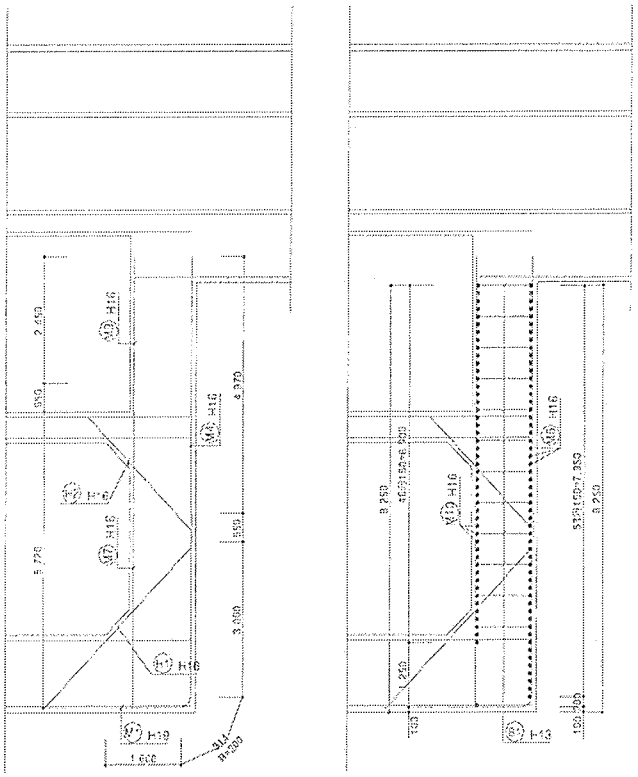
= 300 x (210 / 147.1) = 428 mm > 150 mm ∴ O.K.

8. 주철근 조립도

단면 A - A



단면 B - B



ㄴ 전단력 검토

Ln/D = 0.00 / 1070.00 = 0.000 ≤ 4.0 ∴ 깊은 보
콘크리트 전단강도 ØVc = Øv·1/6·λ√(fck)·B·D/1000 = 625.487 KN
위험단면까지의 거리 ds
ds = 0.15·Ln = 0.15 ×0.000 = 0.000 m
위험단면에서의 전단력 Vu'
Vu' = Vu − Wd·ds = 3093.180 − 0.000 ×0.000 = 3093.180 KN

Øv·Vn_max = 0.75×5/6 ×λ√(fck) × B ×D /1000 = 3127.435 KN
Vu' = 3093.180 KN ≤ Øv*Vn_max = 3127.435 KN ... ∴ O.K.

Vu' ≤ Øv·Vc + Øv·[Av/Sv·((1+Ln/D)/12) + Avh/Svh((11−Ln/D)/12)]·fy·D

수직전단철근 Av = H19 No of Legs(다리개수) = 2.000 EA
간 격 Sv = 150.00 mm ≤ Sv_max = min(D/5,30cm) = 214.00 mm .. O.K
철근량 Av = 단면적×개수 = 573.000 ㎟ ≥ Av_min = 0.0025·Bw·Sv = 337.500 ㎟ .. O.K
수평전단철근 Avh = H25 No of Legs(다리개수) = 2.000 EA
간 격 Svh = 100.00 mm ≤ Svh_max = min(D/5,30cm) = 214.00 mm .. O.K
철근량 Avh = 단면적×개수 = 1013.400 ㎟ ≥ Avh_min= 0.0015·Bw·Sv = 135.000 ㎟ .. O.K

Øv·Vc + Øv·[Av/Sv·((1+Ln/D)/12) + Avh/Svh((11−Ln/D)/12)]·fy·D
= 625.487 + 0.75×[0.083×Av/Sv + 0.917×Avh/Svh]×fy ×D
= 3709.602 KN ≥ Vu' = 3093.180 KN ... ∴ O.K (S.F = 1.199)

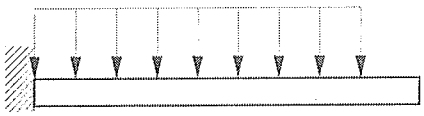
ㄴ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 1210.938 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ∛(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00724
k = −np + √((np)²+ 2np) = 0.272 j = 0.909
x = k·d = 290.642 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 9.514 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 178.591 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 190.049 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 241.87 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 69.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 100.00 mm ≤ 241.87 mm ..... ∴ O.K

2.9 내부계단 및 월류벽

내부계단

1. 단면가정 및 설계조건



2. 하중산정

1) 고정하중에 의한 단면력

① 등분포 고정하중

DW	=	0.220	×	1.00	×	25.00	=	5.500	kN · m	: 자중
DW	=	0.096	×	0.75	×	25.00	=	1.800	kN · m	: 계단마감자중
DF	=	5.000	kN · m							: 마감하중

2) 활하중에 의한 단면력

① 활하중(군집하중)

LM = 5.000 kN · m

3) 하중 조합

계수하중

1.2D + 1.7L + 1.2DF

1.20 × 7.30 + 1.70 × 5.00 + 1.20 × 5.00 = 23.260 kN · m

M	=	23.260	×	0.750	² /	2	=	6.542 kN · m
V	=	23.260	×	0.750			=	17.445 kN · m

사용하중

1.0D + 1.0L + 1.0DF

1.00 × 7.30 + 1.00 × 5.00 + 1.00 × 5.00 = 17.300 kN · m

M	=	17.300	×	0.750	² /	2	=	4.866 kN · m
V	=	17.300	×	0.750			=	12.975 kN · m

(2) 단면검토

설계기준강도	f_{ck}	=	27	MPa	부재폭	b_w	=	1000 mm
인장철근항복강도	f_y	=	400	MPa	부재의 총두께	h	=	220 mm
전단철근항복강도	f_{ys}	=	400	MPa	유효높이	d	=	160 mm
계수 모멘트	M_u	=	6.542	kN · m	휨강도 감소계수	ϕ_f	=	0.85
계수 전단력	V_u	=	17.445	kN	전단강도 감소계수	ϕ_s	=	0.75
콘크리트 피복	d'	=	60	mm	유효길이계수	$\beta 1$	=	0.85

T = As · fy = 422.333 × 400 = 168933
C = 0.85 · fck · a · b = 0.85 × 27 × a × 1000 = 22950 × a
T = C 이므로, a = 7.361 mm , c = a / β = 7.361 ÷ 0.85 = 8.660 mm

εy = fy / Es = 400 ÷ 200000 = 0.002
εt = 0.003 · (dt - c) / c = 0.003 × (160 - 8.660) / 8.660 = 0.0524

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다. ☞ O.K

$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b)$ … ①
$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y (d - a / 2)$ … ② ①을 ②에 대입하면
$f_y^2 / (1.7 \cdot f_{ck} \cdot b) A_s^2 - d \cdot f_y \cdot A_s + M_u / \phi \rightarrow \cdot A_s^2 + B \cdot A_s + C =$ … ③
③을 근의공식에 대입하여 A_s를 구한다.
여기서,
A = $f_y^2 / (1.7 \cdot f_{ck} \cdot b)$ = 3.48583878
B = - d · fy = -64000
C = M_u / ϕ = 7696323.529 $A_{s,req}$ = 121.053 mm²

① 최소 철근량

균형철근비 (ρ_b) = 0.85 · β_1 · f_{ck} / f_y · 600 / (600 + f_y = 0.0292613
최대철근비 (ρ_{max}) = 0.714 · ρ_b = 0.0208925
최소철근비 (ρ_{min}) = MAX [(0.25 · √ f_{ck} / f_y) , (1.4 / fy = 0.0035
최소 철근 A_{smin1} = (1.4/fy) b · d = 560 mm²
온도 철근 A_{smin2} = 0.002 · b · d = 320 mm²
∴ 최소철근 A_{smin} = = 560.00 mm²
4/3 · A_s = 161.40 mm²

② 사용 철근량

사용 철근량 $A_{s,use}$ 1단 = H 13 @ 300 = 422.33 mm² ∴ 총 사용 철근량 = 422.33 mm²
2단 = H 0 @ 125 = 0 mm²

사용철근비 (ρ) = $A_s / b \cdot d$ = 0.0026396

사용된 철근량이 계산에 의한 요구량의 4/3배 이상이므로 최소철근량 규정을 사용하지 않아도 좋다. ☞ O.K

③ 공칭모멘트 검토

a = $A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b)$ = 7.3609 mm
$\phi \cdot M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y (d - a / 2)$ = 2.245E+07 N · mm = 22.446 kN · m
$\phi \cdot M_n$ = 22.44642583 kN · m > M_u = 6.54188 kN · m ☞ O.K

④ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.8 · 1/6 · √fck · b · d = 110.85 kN

ΦVc = 110.85 kN > V_u = 17.45 kN ∴ ΦVc > Vu 이므로 전단보강 불필요

(3) 사용성 검토

설계기준강도	f_{ck}	=	27	MPa	부재폭	b_w	=	1000	mm
철근탄성계수	Es	=	200000	MPa	부재의 총두께	h	=	220	mm
콘크리트탄성계수	Ec	=	27804	MPa	유효높이	d	=	160	mm
탄성계수비	n	=	7.19	kN · m	사용철근량	As	=	422	mm^2
콘크리트 피복	d'	=	60	mm	사용하중모엔트	M_o	=	4.87	kN · m

· 주철근응력의 제한에 의한 검토

Mo = 4.87 kN · m = 4.866E+06 N · mm

$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0.002639581$

$k = -n \cdot \rho + \sqrt{ \{ 2n \cdot \rho + (n \cdot \rho)^2 \} } = 0.1768$, $j = 1 - k / 3 = 0.9411$

$\therefore f_s = M / (\rho \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 76.51$ MPa < $0.6 f_y = 240$ MPa ☞ O.K

· 철근 중심간격에 의한 균열검토

Cc = 피복두께 + 사용철근지름 / 2 = 53.5

s = 375 · (210 / fs) - 2.5 · Cc = 895.47

s = 300 · (210 / fs) = 823.37 → MIN → 823.37

$\therefore$ s = 823.37 mm > 300 mm ☞ O.K

· 사용하중에 의한 균열폭 계산

A = 2 · d' · b / N = 36000 mm^2 , $y_1 = h - k \cdot d - d' = 131.71116$ mm

R = y_2 / y_1 = 1.45554 , $y_2 = 1 - k \cdot d = 191.71116$ mm

$w = 1.08 \cdot R \cdot f_s \cdot \sqrt[3]{ (d' \cdot A) } \cdot 10^{-5} = 0.15548$ mm

$w_a = 0.006\ t_c = 0.006 \times 53.5 = 0.32$ mm

$w_a = 0.40$ mm → MAX → 0.40

$\therefore$ w = 0.16 mm < w_a = 0.40 mm ☞ O.K

(4) 철근 배치

- 배력철근

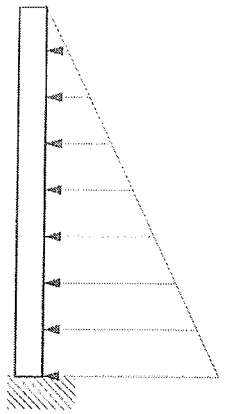
사용철근량 : H 13 @ 200 = 633.5 mm^2

H 0 @ 0 = 0 mm^2

$\therefore$ 총 사용 철근량 = 633.5 mm^2 ≥ 인장주철근/4 (= 106 mm^2) ☞ O.K

월류벽

1. 단면가정 및 설계조건



25.000 kN · m

2. 하중산정

2) 수압에 의한 단면력

① 수압

Wh = 25.000 kN · m

3) 하중 조합

계수하중

1.6Wh

1.60 × 25.00 = 40.000 kN · m

M = 40.000 × 2.500 ² / 6 = 41.667 kN · m
V = 40.000 × 2.500 / 2 = 50.000 kN · m

사용하중

1.0Wh

1.00 × 25.00 = 25.000 kN · m

M = 25.000 × 2.500 ² / 6 = 26.042 kN · m
V = 25.000 × 2.500 / 2 = 31.250 kN · m

(2) 단면검토

설계기준강도	f_{ck}	= 27	MPa	부재폭	b_w	= 1000	mm
인장철근항복강도	f_y	= 400	MPa	부재의 총두께	h	= 300	mm
전단철근항복강도	f_{ys}	= 400	MPa	유효높이	d	= 220	mm
계수 모멘트	M_u	= 41.667	kN·m	휨강도 감소계수	ϕ_f	= 0.85	
계수 전단력	V_u	= 50.000	kN	전단강도 감소계수	ϕ_s	= 0.75	
콘크리트 피복	d'	= 80	mm	유효길이계수	$\beta 1$	= 0.85	

T = As · fy = 1910.000 × 400 = 764000
C = 0.85 · fck · a · = 0.85 × 27 × a × 1000 = 22950 × a
T = C 이므로, a = 33.290 mm , c = a / β = 33.290 ÷ 0.85 = 39.164 mm

εy = fy / Es = 400 ÷ 200000 = 0.002
εt = 0.003 · (dt - c) / c = 0.003 × (220 - 39.164) / 39.164 = 0.0139

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다. ☞ O.K

a = $A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b)$ … ①
$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y (d - a / 2)$ … ② ①을 ②에 대입하면
$f_y^2 / (1.7 \cdot f_{ck} \cdot b) A_s^2 - d \cdot f_y \cdot A_s + M_u / \rightarrow A \cdot A_s^2 + B \cdot A_s + C = 0$ … ③
③을 근의공식에 대입하여 A_s를 구한다.
여기서,
A = $f_y^2 / (1.7 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 3.4858388
B = $- d \cdot fy$ = -88000
C = M_u / ϕ = 49019608 $A_{s,req}$ = 569.907 ㎟

① 최소 철근량

균형철근비 (ρ_b) = $0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_{ck} / f_y \cdot 600 / (600 + f_y)$ = 0.0292613
최대철근비 (ρ_{max}) = $0.714 \cdot \rho_b$ = 0.0208925
최소철근비 (ρ_{min}) = MAX [(0.25 · √ f_{ck} / f_y) , (1.4 / fy)] = 0.0035
최소 철근 A_{smin1} = (1.4/fy) b · d = 770 ㎟
은도 철근 A_{smin2} = 0.002 · b · d = 440 ㎟
∴ 최소철근 A_{smin} = = 770.00 ㎟
4/3 · A_s = 759.88 ㎟

② 사용 철근량

사용 철근량 $A_{s,use}$ 1단 = H 19 @ 150 = 1910 ㎟ ∴ 층 사용 철근량 = 1910 ㎟
2단 = H 0 @ 125 = 0 ㎟

사용철근비 (ρ) = $A_s / b \cdot d$ = 0.0086818

사용된 철근량이 계산에 의한 요구량의 4/3배 이상이므로 최소철근량 규정을 사용하지 않아도 좋다. ☞ O.K

③ 공칭모멘트 검토

a = $_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 33.29 mm
$\phi \cdot M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y (d - a / 2)$ = 1.321E+08 N·mm = 132.0588148 kN·m
$\phi \cdot M_n$ = 132.06 kN·m > M_u = 41.667 kN·m ☞ O.K

④ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.8 · 1/6 · √fck · b · d = 152.42 kN

ΦVc = 152.42 kN > V_u = 50.00 kN ∴ ΦVc > Vu 이므로 전단보강 불필요

(3) 사용성 검토

설계기준강도	f_{ck}	=	27	MPa	부재폭	b_w	=	1000 mm
철근탄성계수	Es	=	200000	MPa	부재의 총두께	h	=	300 mm
콘크리트탄성계수	Ec	=	27804	MPa	유효높이	d	=	220 mm
탄성계수비	n	=	7.19	kN · m	사용철근량	As	=	1910 mm^2
콘크리트 피복	d'	=	80	mm	사용하중모멘트	M_o	=	26.04 kN · m

· 주철근응력의 제한에 의한 검토

Mo = 26.04 kN · m = 2.604E+07 N · mm

$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0.008681818$

$k = n \cdot \rho + \sqrt{ \{ 2n \cdot \rho + (n \cdot \rho)^2 } = 0.2964$, $j = 1 - k / 3 = 0.9012$

$\therefore f_s = M / (\rho \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 68.77$ MPa $< 0.6 f_y = 240$ MPa ☞ O.K

· 철근 중심간격에 의한 균열검토

Cc = 피복두께 - 사용철근지름 / 2 = 70.5

s = 375 · (210 / fs) - 2.5 · Cc = 968.88

s = 300 · (210 / fs) = 916.1 ┐ MIN → 916.1

∴ s = 916.10 mm > 150 mm ☞ O.K

· 사용하중에 의한 균열폭 계산

$A = 2 \cdot d' \cdot b / N = 24000$ mm^2 , $y_1 = h - k \cdot d - d' = 154.78376$ mm

$R = y_2 / y_1 = 1.51685$, $y_2 = h - k \cdot d = 234.78376$ mm

$w = 1.08 \cdot R \cdot f_s \cdot \sqrt[3]{ (d' \cdot A) } \cdot 10^{-5} = 0.14002$ mm

$w_a = 0.006$ $t_c = 0.006 \times 70.5 = 0.42$ mm

$w_a = 0.40$ mm ┐ MAX → 0.42

∴ w = 0.14 mm < w_a = 0.42 mm ☞ O.K