

관리번호

사본번호

서울제물포터널 민간투자사업 건설공사

구조 및 수리계산서

- 1구간 · 2구간 - [3/6권]

2021. 04

관리번호

사본번호

서 울 제 물 포 터 널 민 간 투 자 사 업

구조 및 수리계산서Ⅲ

2015. 12

○ 서울터널주식회사

전 체 목 차

I 권

I 지하차도공

제1장 시점측 지하차도

제2장 시점측 영업소

II 권

제3장 RAMP A

III 권

제4장 RAMP B

IV 권

제5장 RAMP C

V 권

제6장 RAMP D

제7장 종점검토사항

VI 권

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

제4장 RAMP B

1. U-TYPE

U1	5
U2	89
U3	171
U4	251
U5	321
U6	389
U7	451
U8	513
접속슬래브	575

2. BOX

B1	585
B2	703
B3	821
B4	935
B5	1043
B6	1153

3. 집수정 본체

1265

4. 집수정 마감벽

1425

5. 내부계단 및 월류벽

1473

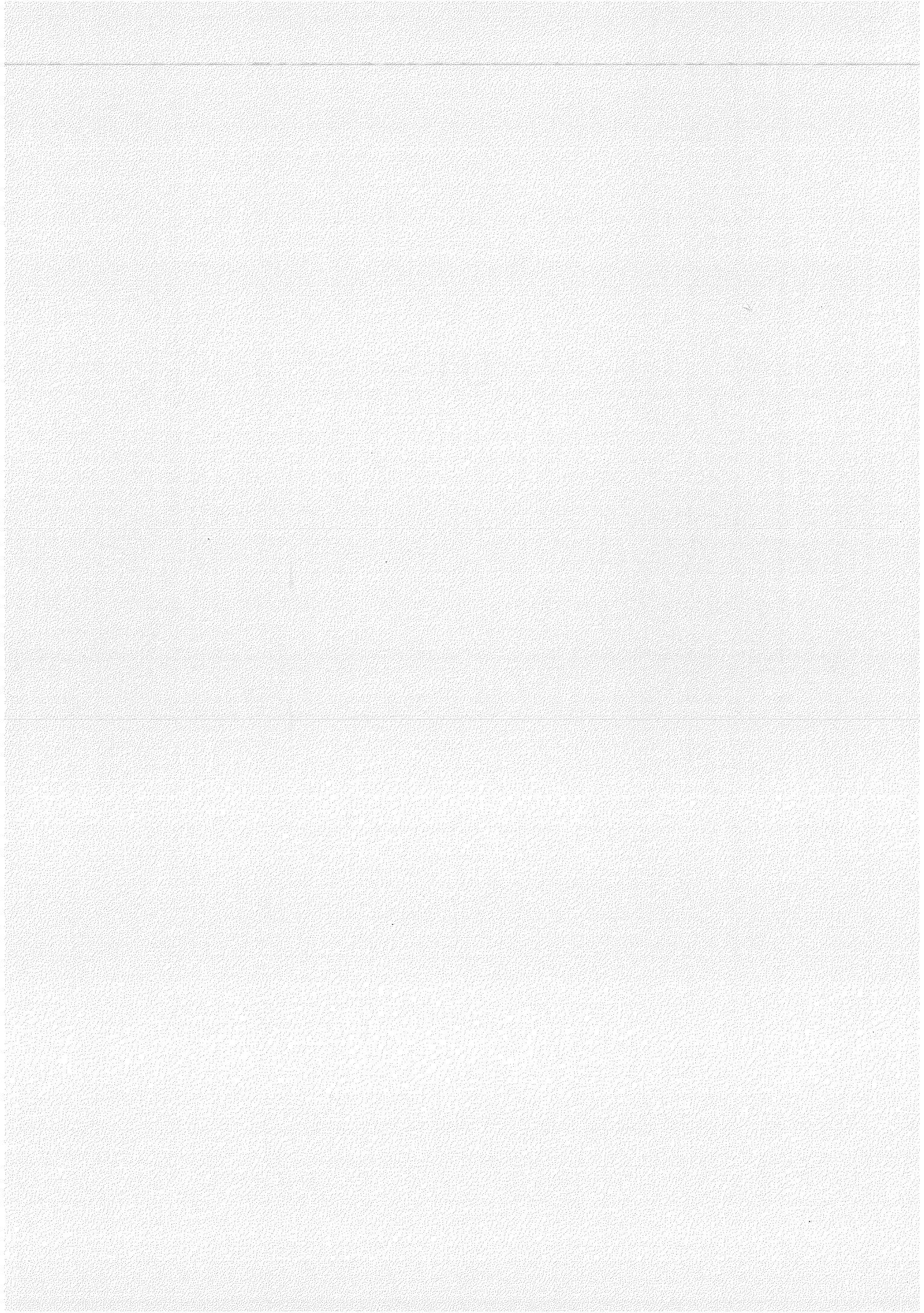
6. 샤프트

1481

제 4 장 RAMP-B

4.1 U-TYPE

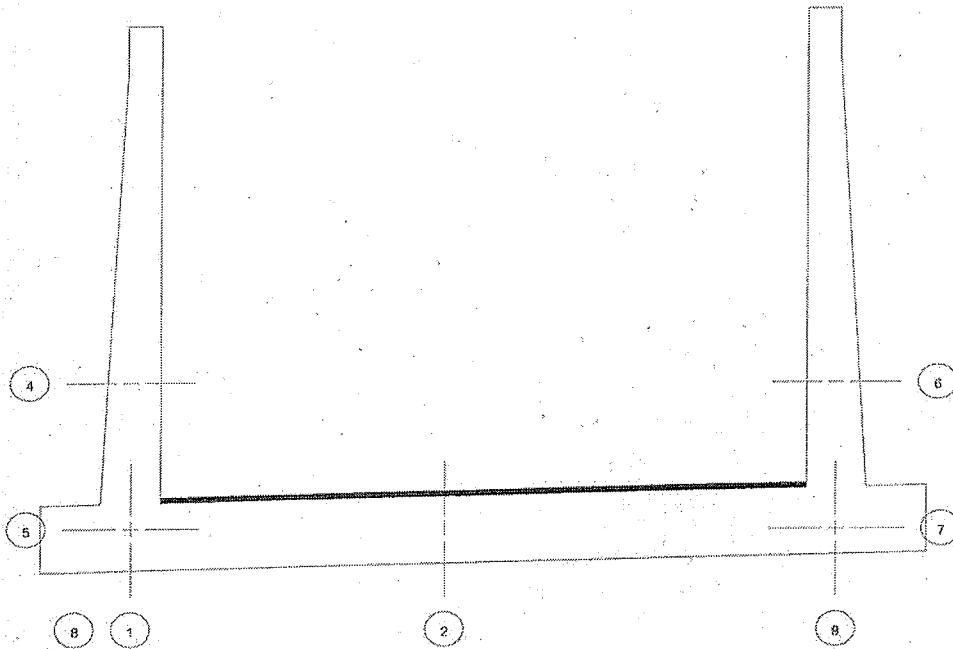
U1



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	Φ Mn	req'd As	BAR	use'd As	S.F	
			mm	mm	kN.m	kN.m	mm ²		mm ²		
하부슬래브	1 경간	좌측	1	1000	869	1387.77	2252.42	4941.27	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	1.62
		좌측(배수 구단면)	1	1000	758	1168.97	1655.55	5647.60	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	1.42
		중앙부 (상면)	2	1000	920	449.72	940.26	1457.86	H22 - 8.0EA	3096.80	2.09
		중앙부 (하면)	2	1000	900	671.45	942.20	2243.00	H32 - 4.0EA	3176.80	1.40
		우측	3	1000	869	1387.75	2252.42	4941.19	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	1.62
좌측벽체	1 층	중앙부	4	1000	584	581.69	1445.13	3072.63	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	2.48
		하부	5	1000	669	1370.95	1686.94	6592.33	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	1.23
우측벽체	1 층	중앙부	6	1000	572	581.69	1411.61	3142.99	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	2.43
		하부	7	1000	669	1370.93	1686.94	6592.22	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	1.23
부상방지턱		좌측	8	1000	920	153.19	246.62	492.04	H16 - 4.0EA	794.40	1.61
		우측	9	1000	920	153.19	246.62	492.04	H16 - 4.0EA	794.40	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	0.K	1500.0	1986.0	0.K
		좌측 (배수구단면)	1	1516.0	1986.0	0.K	1137.0	1986.0	0.K
		중앙부 (상면)	2	1800.0	1986.0	0.K	1500.0	1986.0	0.K
		중앙부 (하면)	2	1800.0	1986.0	0.K	1500.0	1986.0	0.K
		우측	3	1800.0	1986.0	0.K	1500.0	1986.0	0.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	1417.1	1986.0	0.K	1062.8	1986.0	0.K
		하부	5	1581.8	1986.0	0.K	1186.3	1986.0	0.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	1417.1	1986.0	0.K	1062.8	1986.0	0.K
		하부	7	1581.8	1986.0	0.K	1186.3	1986.0	0.K
부상 방지턱		좌측	8	1800.0	1986.0	0.K	1500.0	1986.0	0.K
		우측	9	1800.0	1986.0	0.K	1500.0	1986.0	0.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		
하 부 슬 래 브	1 경 간	좌측	1	564.5	304.7	784.73	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		좌측 (배수구단면)	1	427.4	374.7	594.12	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		중앙부	2	597.6	202.2	714.12	2.00	-	H13	600	253.40	0.K
		우측	3	564.5	304.7	784.73	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
좌 측 벽 체	1 층	중앙부	4	379.0	298.7	526.92	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		하부	5	434.6	447.2	604.14	2.00	18.80	H13	300	253.40	0.K
우 측 벽 체	1 층	중앙부	6	371.3	298.5	516.22	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		하부	7	434.6	447.2	604.14	2.00	18.84	H13	300	253.40	0.K
부 상 방 지 턱		좌측	8	597.6	263.6	597.56	-	-	-	-	-	0.K
		우측	9	597.6	263.6	597.56	-	-	-	-	-	0.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	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	385.383	0.K	3.083
		좌측(배수 구단면)	1	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	335.600	0.K	2.685
		중앙부 (상면)	2	H22 - 8.0EA	125	329.609	0.K	2.637
		중앙부 (하면)	2	H32 - 4.0EA	250	431.981	0.K	1.728
		우측	3	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	385.386	0.K	3.083

좌측벽체	1층	중앙부	4	584	$H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA$	125	718.038	0.K	5.744
		하부	5	669	$H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA$	125	244.493	0.K	1.956
우측벽체	1층	중앙부	6	572	$H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA$	125	698.198	0.K	5.586
		하부	7	669	$H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA$	125	244.493	0.K	1.956
부상방지턱		좌측	8	920	$H16 - 4.0EA$	250	401.699	0.K	1.607
		우측	9	920	$H16 - 4.0EA$	250	401.786	0.K	1.607

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp B U type (내공 : 8.6M × 7.132M, 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 (f_{ck}) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (E_c) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (f_y) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (E_s) = 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

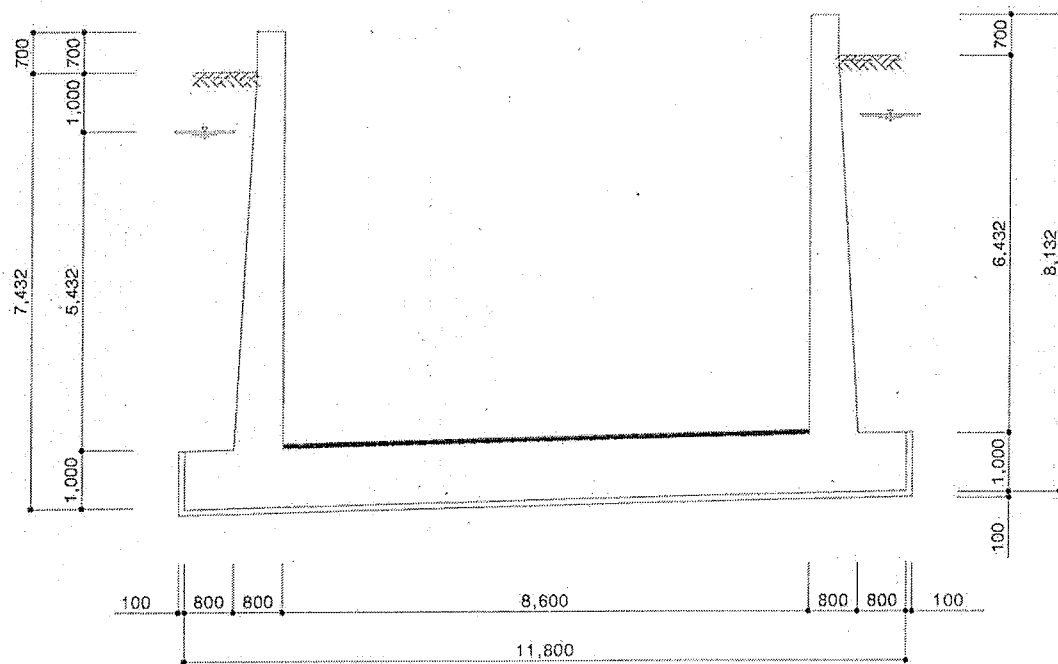
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단 면 가 정



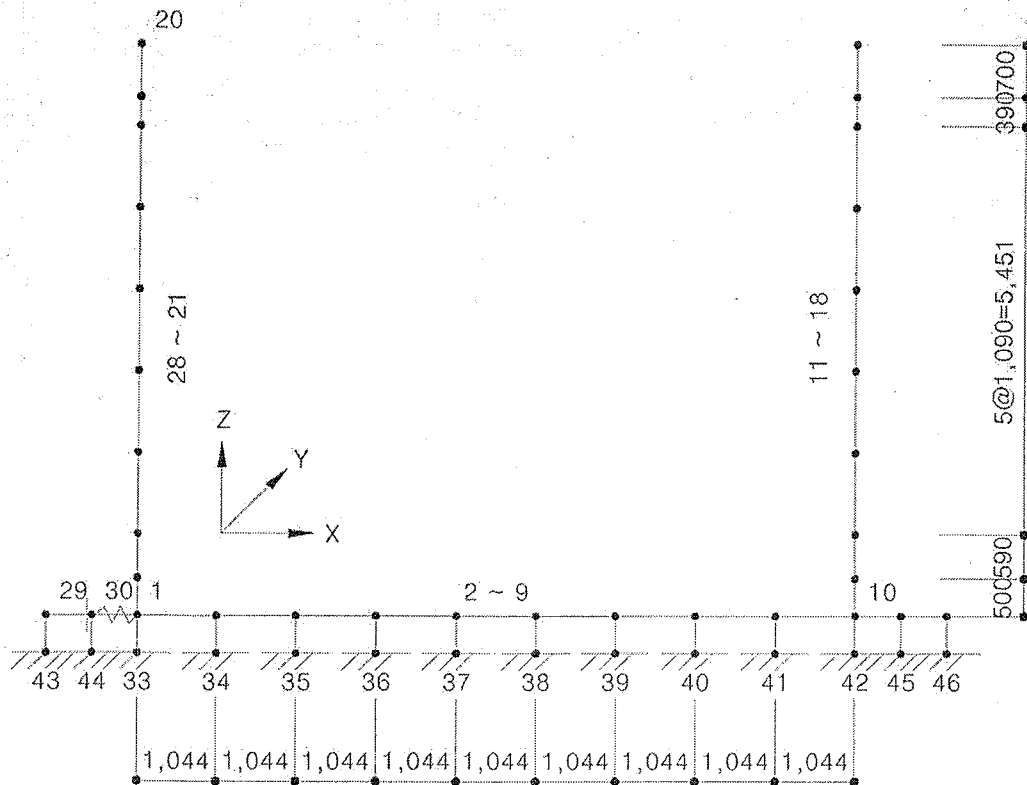
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

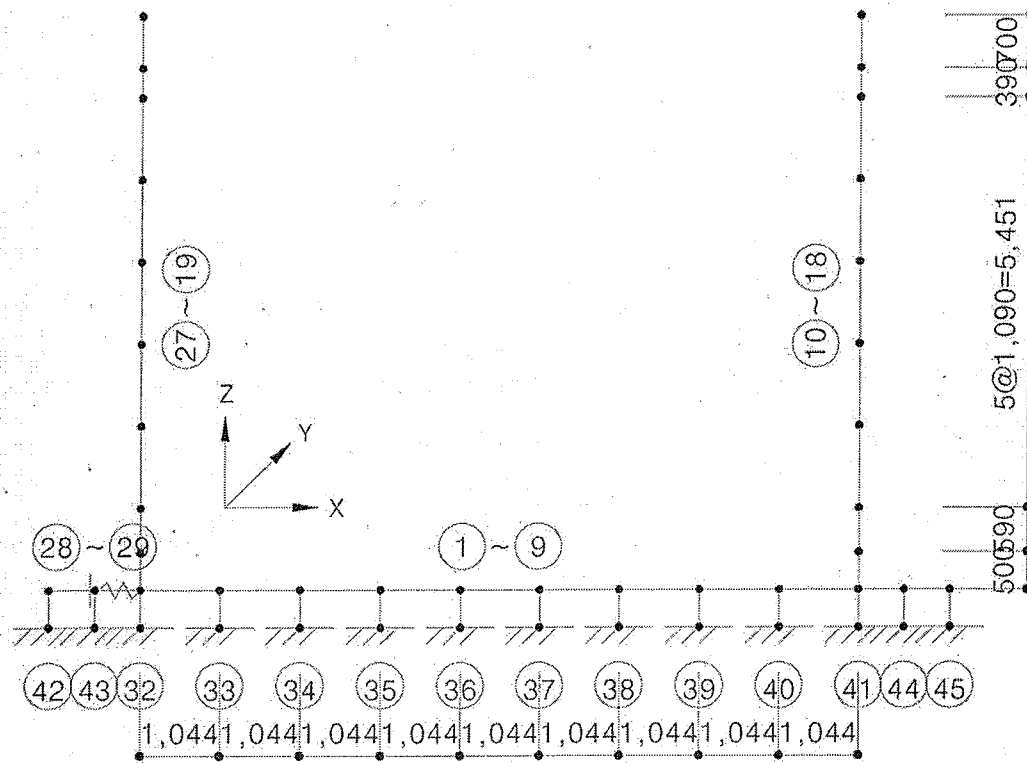
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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

① 절점삼도



② 부재살도



2) 단면제원

NO	A (m ²)		I (m ⁴)	부 재
1	1.000 × 1.000	= 1.000	0.08333	1~9, 28~31
10	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	18~19

NO	A (m ²)		I (m ⁴)	절 점
2	0.800 × 1.000	= 0.800	0.04267	10
3	0.790 × 1.000	= 0.790	0.04110	11, 28
4	0.758 × 1.000	= 0.758	0.03629	12, 27
5	0.699 × 1.000	= 0.699	0.02841	13, 26
6	0.639 × 1.000	= 0.639	0.02177	14, 25
7	0.580 × 1.000	= 0.580	0.01626	15, 24
8	0.521 × 1.000	= 0.521	0.01176	16, 23
9	0.461 × 1.000	= 0.461	0.00818	17, 22

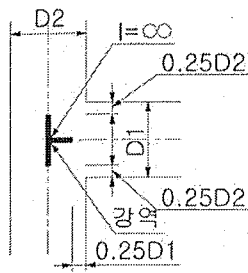
NO	Section(Tapper)	부 재
11	SEC 2 ~ 3	10
12	SEC 3 ~ 4	11
13	SEC 4 ~ 5	12
14	SEC 5 ~ 6	13
15	SEC 6 ~ 7	14
16	SEC 7 ~ 8	15
17	SEC 8 ~ 9	16
18	SEC 9 ~ 10	17
19	SEC 10 ~ 9	20
20	SEC 9 ~ 8	21
21	SEC 8 ~ 7	22
22	SEC 7 ~ 6	23
23	SEC 6 ~ 5	24
24	SEC 5 ~ 4	25
25	SEC 4 ~ 3	26
26	SEC 3 ~ 2	27

3) 단면좌표

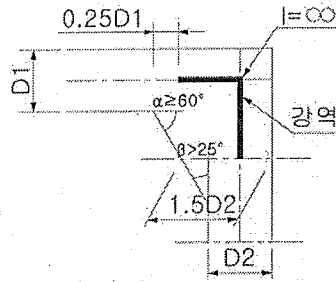
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	1.200	0.500	24	1.200	4.861
2	2.244	0.500	25	1.200	3.771
3	3.289	0.500	26	1.200	2.681
4	4.333	0.500	27	1.200	1.590
5	5.378	0.500	28	1.200	1.000
6	6.422	0.500	29	0.000	0.500
7	7.467	0.500	30	0.600	0.500
8	8.511	0.500	31	11.200	0.500
9	9.556	0.500	32	11.800	0.500
10	10.600	0.500	33	1.200	0.000
11	10.600	1.000	34	2.244	0.000
12	10.600	1.590	35	3.289	0.000
13	10.600	2.681	36	4.333	0.000
14	10.600	3.771	37	5.378	0.000
15	10.600	4.861	38	6.422	0.000
16	10.600	5.951	39	7.467	0.000
17	10.600	7.042	40	8.511	0.000
18	10.600	7.432	41	9.556	0.000
19	10.600	8.132	42	10.600	0.000
20	1.200	8.132	43	0.000	0.000
21	1.200	7.432	44	0.600	0.000
22	1.200	7.042	45	11.200	0.000
23	1.200	5.951	46	11.800	0.000

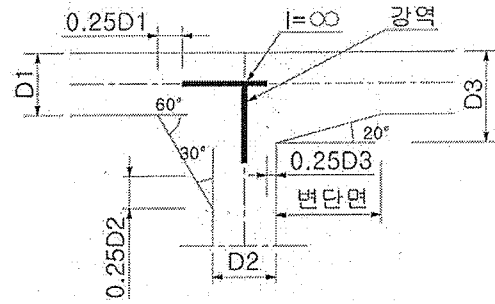
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 1 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 800 / 2 - 0.25 \times 1000 = 150 \text{ mm}$$

(2) 1 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1000 / 2 - 0.25 \times 800 = 300 \text{ mm}$$

(3) 10 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 800 / 2 - 0.25 \times 1000 = 150 \text{ mm}$$

(4) 10 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1000 / 2 - 0.25 \times 800 = 300 \text{ mm}$$

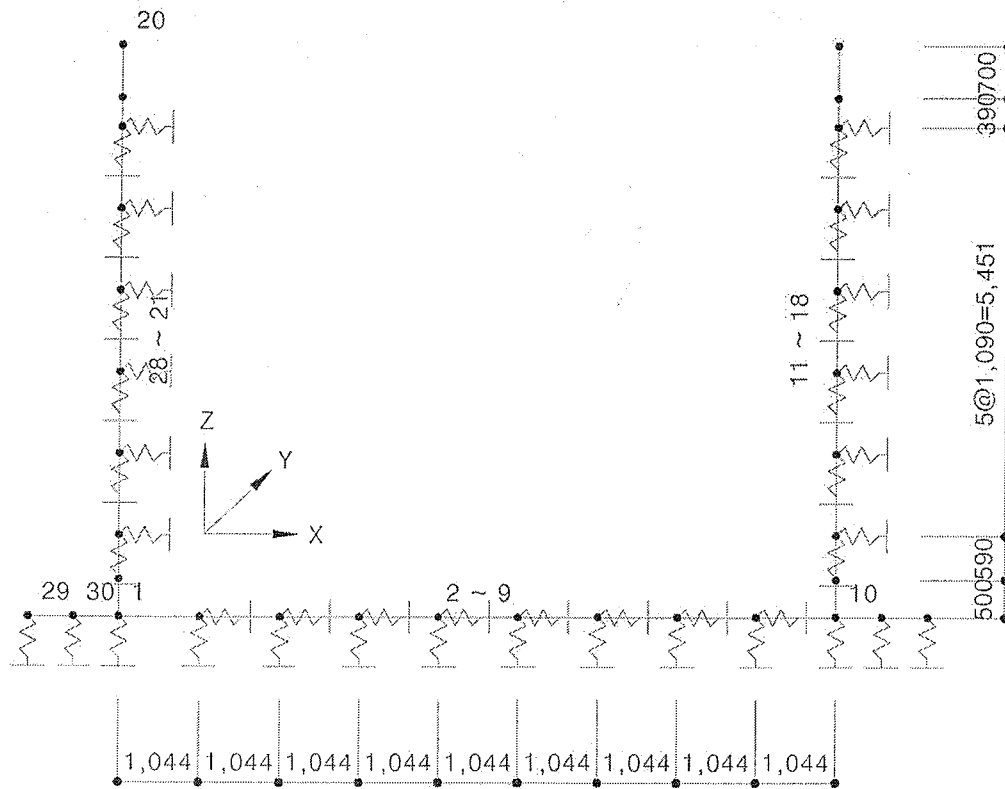
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

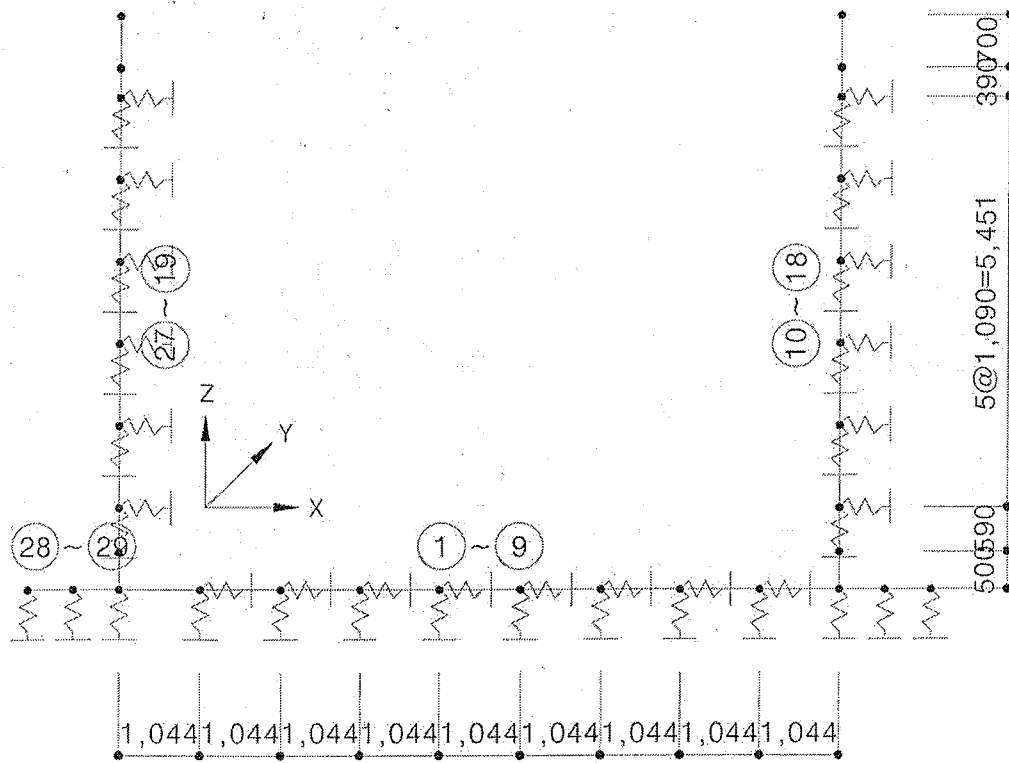
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연속지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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 부재상도



2) 단면제원

NO	A (m ²)	I (m ⁴)	부재
1	1.000 × 1.000 = 1.000	0.08333	1~9, 28~31
10	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	18~19

NO	A (m ²)	I (m ⁴)	절점
2	0.800 × 1.000 = 0.800	0.04267	10
3	0.790 × 1.000 = 0.790	0.04110	11, 28
4	0.758 × 1.000 = 0.758	0.03629	12, 27
5	0.699 × 1.000 = 0.699	0.02841	13, 26
6	0.639 × 1.000 = 0.639	0.02177	14, 25
7	0.580 × 1.000 = 0.580	0.01626	15, 24
8	0.521 × 1.000 = 0.521	0.01176	16, 23
9	0.461 × 1.000 = 0.461	0.00818	17, 22

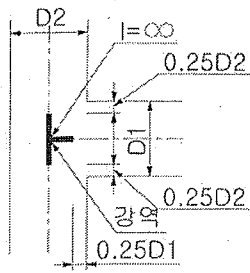
NO	Section(Tapper)	부 재
11	SEC 2 ~ 3	10
12	SEC 3 ~ 4	11
13	SEC 4 ~ 5	12
14	SEC 5 ~ 6	13
15	SEC 6 ~ 7	14
16	SEC 7 ~ 8	15
17	SEC 8 ~ 9	16
18	SEC 9 ~ 10	17
19	SEC 10 ~ 9	20
20	SEC 9 ~ 8	21
21	SEC 8 ~ 7	22
22	SEC 7 ~ 6	23
23	SEC 6 ~ 5	24
24	SEC 5 ~ 4	25
25	SEC 4 ~ 3	26
26	SEC 3 ~ 2	27

3) 단면좌표

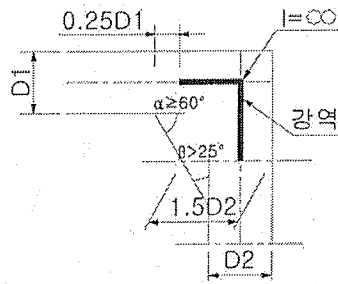
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	1.200	0.000	17	10.600	6.542
2	2.244	0.000	18	10.600	6.932
3	3.289	0.000	19	10.600	7.632
4	4.333	0.000	20	1.200	7.632
5	5.378	0.000	21	1.200	6.932
6	6.422	0.000	22	1.200	6.542
7	7.467	0.000	23	1.200	5.451
8	8.511	0.000	24	1.200	4.361
9	9.556	0.000	25	1.200	3.271
10	10.600	0.000	26	1.200	2.181
11	10.600	0.500	27	1.200	1.090
12	10.600	1.090	28	1.200	0.500
13	10.600	2.181	29	0.000	0.000
14	10.600	3.271	30	0.600	0.000
15	10.600	4.361	31	11.200	0.000
16	10.600	5.451	32	11.800	0.000

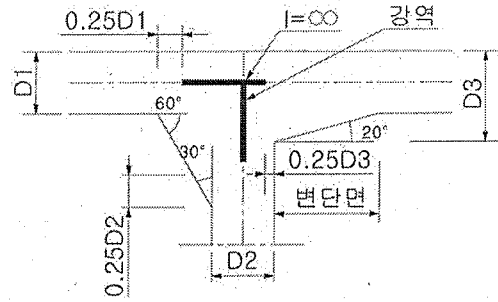
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 1 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 800 / 2 - 0.25 \times 1000 = 150 \text{ mm}$$

(2) 1 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1000 / 2 - 0.25 \times 800 = 300 \text{ mm}$$

(3) 10 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 800 / 2 - 0.25 \times 1000 = 150 \text{ mm}$$

(4) 10 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1000 / 2 - 0.25 \times 800 = 300 \text{ mm}$$

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

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-1}$$

$\alpha = E_0$ 의 산정방법에 대한 보정계수

E_0 = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (K_v)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

여기서,

$$K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

E_0 : 지반탄성계수 (kN/m^2)

$\alpha = 1$

$E_0 = 28000.00 \text{ kN/m}^2$ (지반보고서 참조)

$$B_v = \sqrt{B \times B} = \sqrt{11.800 \times 11.800} = 11.80 \text{ m (L > B)}$$

$$K_{v0} = 1 / 0.3 \times 1 \times 28000 = 93330.00 \text{ kN/m}^3$$

$$K_v = 93330.000 \times (11.800 / 0.3)^{-3/4} = 5942.25 \text{ kN/m}^3$$

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (0.600/2 + 1.044/2) = 4886 \text{ kN/m}$	1,10
Kv2	$K_v \times (1.044/2 + 1.044/2) = 6206 \text{ kN/m}$	2~9
Kv3	$K_v \times (0.000/2 + 0.300/2) = 891 \text{ kN/m}$	29,32
Kv4	$K_v \times (0.300/2 + 0.300/2) = 1783 \text{ kN/m}$	30,31
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 = E_0 의 산정방법에 대한 보정계수

E_0 = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (K_v)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

E_0 : 지반탄성계수 (kN/m^2)

$\alpha = 2$

$E_0 = 28000.00 \text{ kN/m}^2$ (지반보고서 참조)

(1) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

$E_0 = 28000.000 \text{ kN/m}^2$

$B_v = \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(11.800 \times 11.800)} = 11.800 \text{ m}$

$K_{v0} = 1 / 0.3 \times \alpha \times 1 = 1 / 0.3 \times 2 \times 28000.0 = 186666.67 \text{ kN/m}^3$

$K_v = 186666.670 \times (11.800 / 0.3)^{-3/4} = 11884.92 \text{ kN/m}^3$

② 전단 지반반력계수

$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 11884.920 = 3961.64 \text{ kN/m}^3$

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

$E_0 = 28000.000 \text{ kN/m}^2$

$B_v = \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(7.432 \times 7.432)} = 7.432 \text{ m}$

$K_{h0} = 1 / 0.3 \times \alpha \times 1 = 1 / 0.3 \times 2 \times 28000.0 = 186666.67 \text{ kN/m}^3$

$K_h = 186666.670 \times (7.432 / 0.3)^{-3/4} = 16810.42 \text{ kN/m}^3$

② 전단 지반반력계수

$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 16810.420 = 5603.47 \text{ kN/m}^3$

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

$$E_o = 28000.000 \text{ kN/m}^2$$

$$B_v = \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(7.432 \times 7.432)} = 7.432 \text{ m}$$

$$K_{ho} = 1 / 0.3 \times \alpha \times 1 = 1 / 0.3 \times 2 \times 28000.0 = 186666.67 \text{ kN/m}^3$$

$$K_h = 186666.670 \times (7.432 / 0.3)^{-3/4} = 16810.42 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 16810.420 = 5603.47 \text{ kN/m}^3$$

(4) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

$$E_o = 28000.000 \text{ kN/m}^2$$

$$B_v = \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(7.432 \times 7.432)} = 7.432 \text{ m}$$

$$K_{ho} = 1 / 0.3 \times \alpha \times 1 = 1 / 0.3 \times 2 \times 28000.0 = 186666.67 \text{ kN/m}^3$$

$$K_h = 186666.670 \times (7.432 / 0.3)^{-3/4} = 16810.42 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 16810.420 = 5603.47 \text{ kN/m}^3$$

(5) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
K_{h1}	$K_h \times (1.090/2 + 1.090/2) = 18328 \text{ kN/m}$	12~17, 22~27
K_{ss1}	$K_{ss} \times (1.090/2 + 1.090/2) = 6109 \text{ kN/m}$	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
K_{v1}	$K_v \times (1.044/2 + 1.044/2) = 12413 \text{ kN/m}$	2~9
K_{sb1}	$K_{sb} \times (1.044/2 + 1.044/2) = 4138 \text{ kN/m}$	
K_{v2}	$K_v \times (0.000/2 + 0.300/2) = 1783 \text{ kN/m}$	29.32
K_{sb2}	$K_{sb} \times (0.000/2 + 0.300/2) = 594 \text{ kN/m}$	
K_{v3}	$K_v \times (0.300/2 + 0.300/2) = 3565 \text{ kN/m}$	30.31
K_{sb3}	$K_{sb} \times (0.300/2 + 0.300/2) = 1188 \text{ kN/m}$	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
K_{v1}	$K_v \times (0.600/2 + 1.044/2) = 9772 \text{ kN/m}$	1.10
K_{sb1}	$K_h \times (1.090/2 + 1.090/2) = 18328 \text{ kN/m}$	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 부상방지턱에 작용하는 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.080×23.00	= 1.840 kN/m ²
- 토사	: 6.352×19.00	= 120.688 kN/m ²
$\therefore$ Total We1		= 122.528 kN/m ²

② 부상방지턱에 작용하는 고정하중 (지하수가 있을경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.080×23.00	= 1.840 kN/m ²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.920×19.00	= 17.480 kN/m ²
- 흙(지하수위 이하)	: 5.432×10.00	= 54.320 kN/m ²
$\therefore$ Total We2		= 73.640 kN/m ²

3) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

$$- WH = 10.000 \times 0.500 = 5.000 \text{ kN/m}^2$$

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1	= $0.080 \times 23.000 \times 0.500$	= 0.920 kN/m ²
Wh2	= $0.920 + 0.310 \times 19.000 \times 0.500$	= 3.868 kN/m ²
Wh3	= $3.868 + 1.090 \times 19.000 \times 0.500$	= 14.226 kN/m ²
Wh4	= $14.226 + 1.090 \times 19.000 \times 0.500$	= 24.584 kN/m ²
Wh5	= $24.584 + 1.090 \times 19.000 \times 0.500$	= 34.941 kN/m ²
Wh6	= $34.941 + 1.090 \times 19.000 \times 0.500$	= 45.299 kN/m ²
Wh7	= $45.299 + 1.090 \times 19.000 \times 0.500$	= 55.657 kN/m ²
Wh8	= $55.657 + 0.590 \times 19.000 \times 0.500$	= 61.265 kN/m ²
Wh9	= $61.265 + 0.500 \times 19.000 \times 0.500$	= 66.015 kN/m ²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

$$\begin{aligned}
 W_{h1} &= 0.080 \times 23.000 \times 0.500 &= 0.920 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{h2} &= 0.920 + 0.310 \times 19.000 \times 0.500 &= 3.868 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{h3} &= 3.868 + 0.610 \times 19.000 \times 0.500 &= 9.660 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{h4} &= 9.660 + 0.481 \times 10.000 \times 0.500 &= 12.063 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{h5} &= 12.063 + 1.090 \times 10.000 \times 0.500 &= 17.515 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{h6} &= 17.515 + 1.090 \times 10.000 \times 0.500 &= 22.966 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{h7} &= 22.966 + 1.090 \times 10.000 \times 0.500 &= 28.418 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{h8} &= 28.418 + 1.090 \times 10.000 \times 0.500 &= 33.869 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{h9} &= 33.869 + 0.590 \times 10.000 \times 0.500 &= 36.821 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{h10} &= 36.821 + 0.500 \times 10.000 \times 0.500 &= 39.321 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

$$\begin{aligned}
 W_{w1} &= 0.481 \times 10.000 &= 4.806 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{w2} &= 4.806 + 1.090 \times 10.000 &= 15.709 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{w3} &= 15.709 + 1.090 \times 10.000 &= 26.611 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{w4} &= 26.611 + 1.090 \times 10.000 &= 37.514 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{w5} &= 37.514 + 1.090 \times 10.000 &= 48.417 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{w6} &= 48.417 + 0.590 \times 10.000 &= 54.320 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{w7} &= 54.320 + 0.500 \times 10.000 &= 59.320 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

② 하부슬래브에 작용하는 하중

$$- W_{w8} = (7.432 - 1.000) \times 10.000 = 64.320 \text{ kN/m}^2$$

③ 부상방지턱에 작용하는 하중

$$- W_{w9} = (6.432 - 1.000) \times 10.000 = 54.320 \text{ kN/m}^2$$

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

$$- \text{건조수축계수} \quad \varepsilon = 15 \times 10^{-5}$$

$$- \text{온도선팽창 계수} \quad \alpha = 1.0 \times 10^{-5}$$

$$- \Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15^\circ \text{ C}$$

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	:	3.115°
δ	=	벽면마찰각	:	0.000°
kh	=	설계수평진도	:	0.154
θ	=	$\tan^{-1}(kh/(1-kv)), kv =$	:	8.755

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

= 0.458

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

ϕ	=	뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	=	뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	=	벽배면과 연직면이 이루는각	:	3.115°
δ	=	벽면마찰각	:	0.000°
kh	=	설계수평진도	:	0.063
θ	=	$\tan^{-1}(kh/(1-kv)), kv =$	:	3.605

$$K_{EA} = \frac{0.393 \cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)}} \right]^2}$$

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

$$\begin{aligned}
 Wh1 &= 0.080 \times 23.000 \times 0.458 &= 0.843 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh2 &= 0.843 + 0.310 \times 19.000 \times 0.458 &= 3.543 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh3 &= 3.543 + 1.090 \times 19.000 \times 0.458 &= 13.031 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh4 &= 13.031 + 1.090 \times 19.000 \times 0.458 &= 22.519 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh5 &= 22.519 + 1.090 \times 19.000 \times 0.458 &= 32.006 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh6 &= 32.006 + 1.090 \times 19.000 \times 0.458 &= 41.494 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh7 &= 41.494 + 1.090 \times 19.000 \times 0.458 &= 50.982 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh8 &= 50.982 + 0.590 \times 19.000 \times 0.458 &= 56.119 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh9 &= 56.119 + 0.500 \times 19.000 \times 0.458 &= 60.470 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

$$\begin{aligned}
 Wh1 &= 0.080 \times 23.000 \times 0.393 &= 0.723 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh2 &= 0.723 + 0.310 \times 19.000 \times 0.393 &= 3.040 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh3 &= 3.040 + 1.090 \times 19.000 \times 0.393 &= 11.181 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh4 &= 11.181 + 1.090 \times 19.000 \times 0.393 &= 19.323 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh5 &= 19.323 + 1.090 \times 19.000 \times 0.393 &= 27.464 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh6 &= 27.464 + 1.090 \times 19.000 \times 0.393 &= 35.605 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh7 &= 35.605 + 1.090 \times 19.000 \times 0.393 &= 43.746 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh8 &= 43.746 + 0.590 \times 19.000 \times 0.393 &= 48.154 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh9 &= 48.154 + 0.500 \times 19.000 \times 0.393 &= 51.888 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

$$\begin{aligned}
 Wh1 &= 0.080 \times 23.000 \times 0.458 &= 0.843 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh2 &= 0.843 + 0.310 \times 19.000 \times 0.458 &= 3.543 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh3 &= 3.543 + 0.610 \times 19.000 \times 0.458 &= 8.849 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh4 &= 8.849 + 0.481 \times 10.000 \times 0.458 &= 11.050 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh5 &= 11.050 + 1.090 \times 10.000 \times 0.458 &= 16.043 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh6 &= 16.043 + 1.090 \times 10.000 \times 0.458 &= 21.037 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh7 &= 21.037 + 1.090 \times 10.000 \times 0.458 &= 26.030 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh8 &= 26.030 + 1.090 \times 10.000 \times 0.458 &= 31.024 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh9 &= 31.024 + 0.590 \times 10.000 \times 0.458 &= 33.728 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh10 &= 33.728 + 0.500 \times 10.000 \times 0.458 &= 36.018 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

$$\begin{aligned}
 Wh1 &= 0.080 \times 23.000 \times 0.393 &= 0.723 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh2 &= 0.723 + 0.310 \times 19.000 \times 0.393 &= 3.040 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh3 &= 3.040 + 0.610 \times 19.000 \times 0.393 &= 7.593 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh4 &= 7.593 + 0.481 \times 10.000 \times 0.393 &= 9.482 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh5 &= 9.482 + 1.090 \times 10.000 \times 0.393 &= 13.766 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh6 &= 13.766 + 1.090 \times 10.000 \times 0.393 &= 18.051 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh7 &= 18.051 + 1.090 \times 10.000 \times 0.393 &= 22.336 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh8 &= 22.336 + 1.090 \times 10.000 \times 0.393 &= 26.621 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh9 &= 26.621 + 0.590 \times 10.000 \times 0.393 &= 28.941 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh10 &= 28.941 + 0.500 \times 10.000 \times 0.393 &= 30.906 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

8) 구체 관성력

$$f_i = A_i \times r_{con} \cdot c \times K_H$$

① 하부슬래브

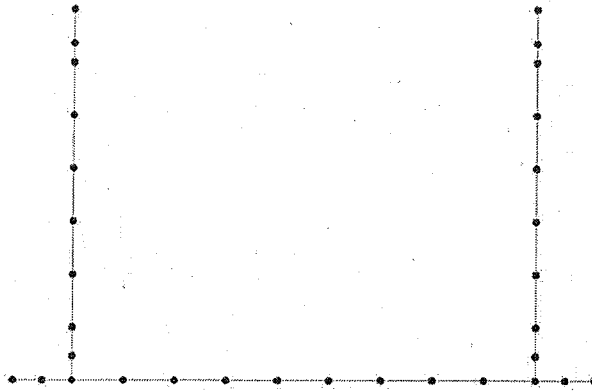
기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f_b = 1.000 \times 25.000 \times 0.063$ $= 1.575$	$f_b = 1.000 \times 25.000 \times 0.154$ $= 3.850$

② 축벽

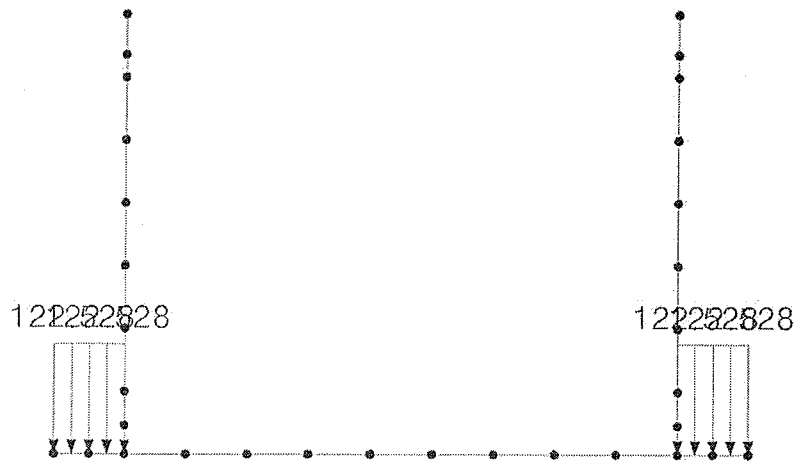
기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f_1 = 0.450 \times 25.000 \times 0.063$ $= 0.709$	$f_1 = 0.450 \times 25.000 \times 0.154$ $= 1.732$
$f_2 = 0.450 \times 25.000 \times 0.063$ $= 0.709$	$f_2 = 0.450 \times 25.000 \times 0.154$ $= 1.732$
$f_3 = 0.471 \times 25.000 \times 0.063$ $= 0.742$	$f_3 = 0.471 \times 25.000 \times 0.154$ $= 1.814$
$f_4 = 0.531 \times 25.000 \times 0.063$ $= 0.836$	$f_4 = 0.531 \times 25.000 \times 0.154$ $= 2.043$
$f_5 = 0.590 \times 25.000 \times 0.063$ $= 0.929$	$f_5 = 0.590 \times 25.000 \times 0.154$ $= 2.271$
$f_6 = 0.649 \times 25.000 \times 0.063$ $= 1.023$	$f_6 = 0.649 \times 25.000 \times 0.154$ $= 2.500$
$f_7 = 0.709 \times 25.000 \times 0.063$ $= 1.116$	$f_7 = 0.709 \times 25.000 \times 0.154$ $= 2.728$
$f_8 = 0.768 \times 25.000 \times 0.063$ $= 1.209$	$f_8 = 0.768 \times 25.000 \times 0.154$ $= 2.956$
$f_9 = 0.800 \times 25.000 \times 0.063$ $= 1.260$	$f_9 = 0.800 \times 25.000 \times 0.154$ $= 3.080$
$f_{10} = 0.800 \times 25.000 \times 0.063$ $= 1.260$	$f_{10} = 0.800 \times 25.000 \times 0.154$ $= 3.080$

10. 하 중 재 하 (상시)

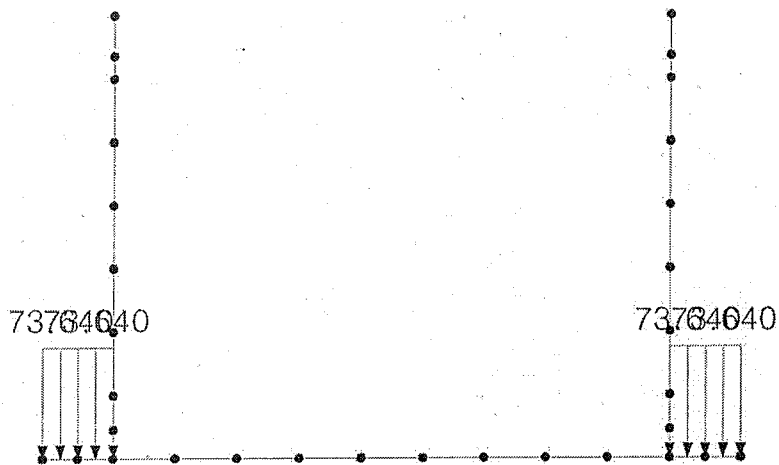
1) CASE1 - 구체자중 (SW)



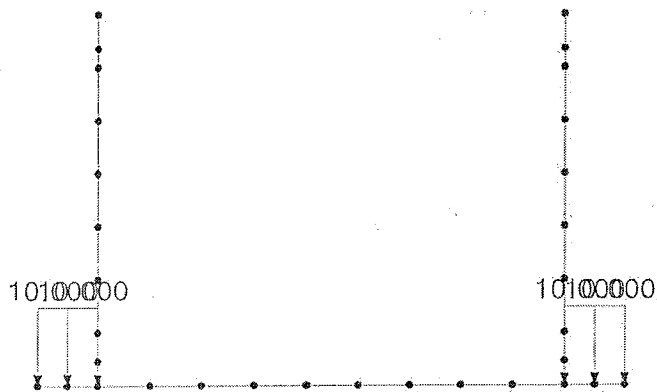
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無 (PAVE)



3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有 (PAVEW)



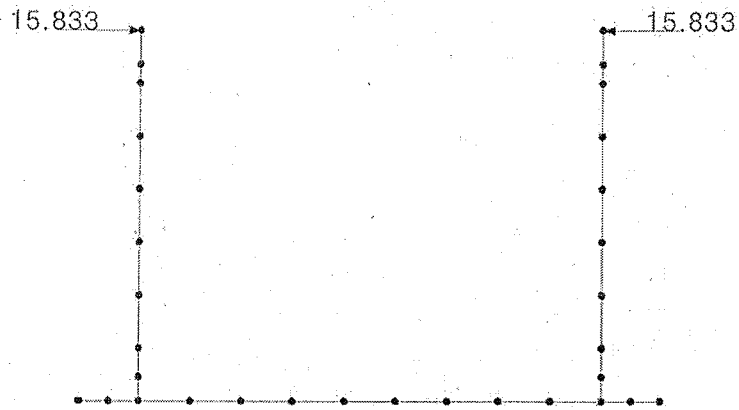
4) CASE4 - 상재활하중 (LIVEA)



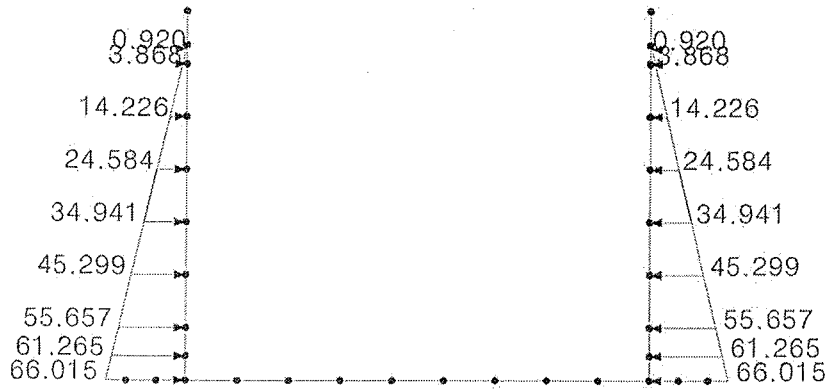
5) CASE5 - 상재활하중에 의한 수평하중 (LIVEAH)



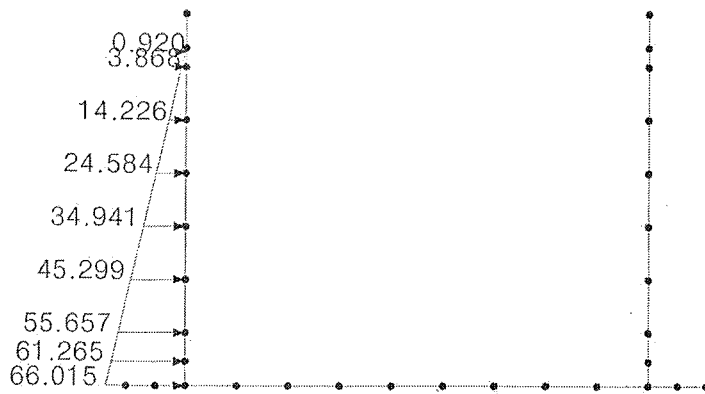
6) CASE6 - 충돌하중(CL)



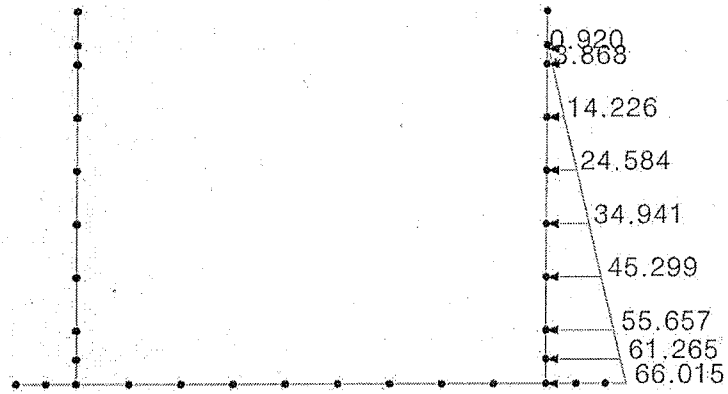
7) CASE7 - 양토압 : 지하수無(S01LB)



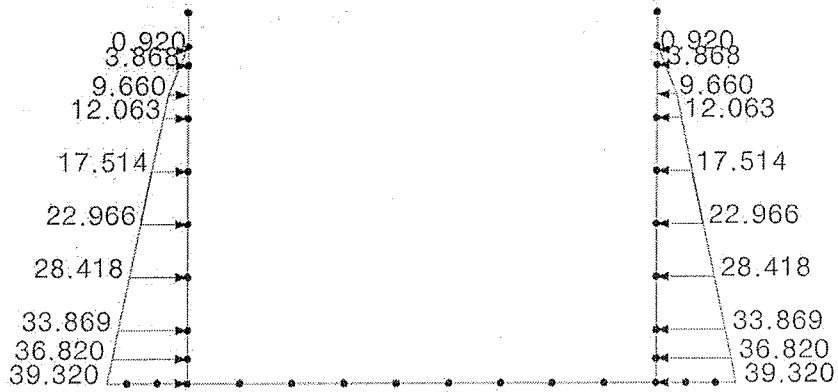
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수無(S01LL)



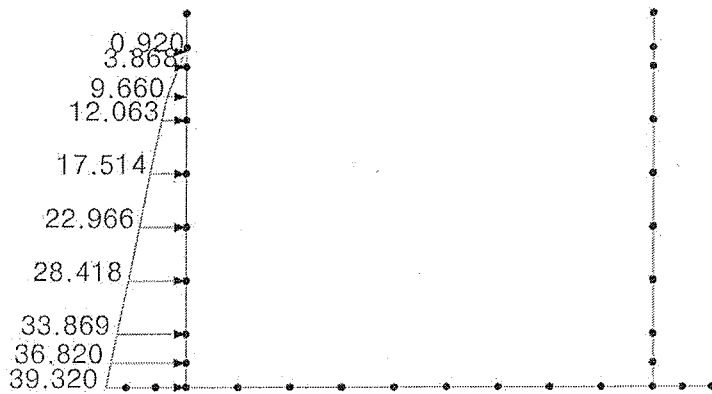
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



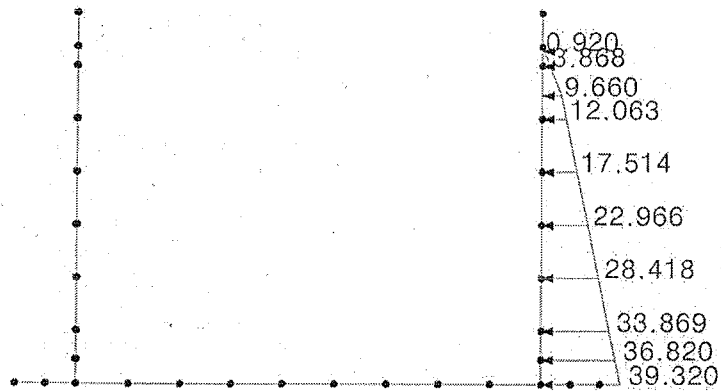
10) CASE10 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



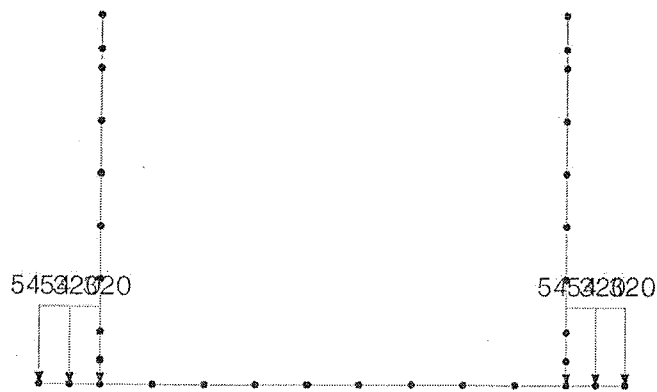
11) CASE11 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



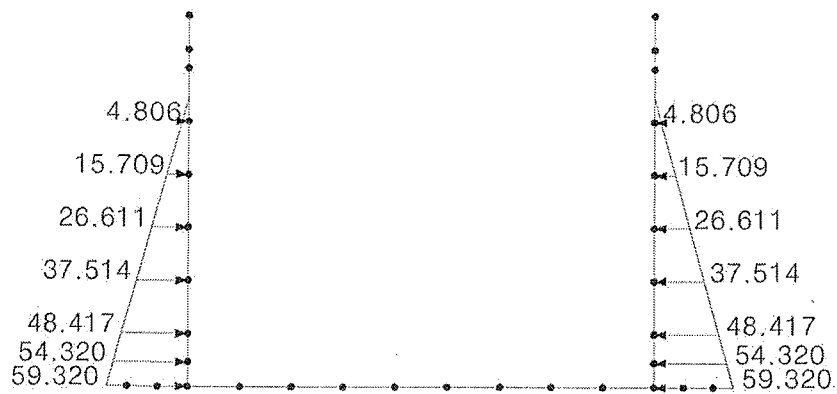
12) CASE12 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



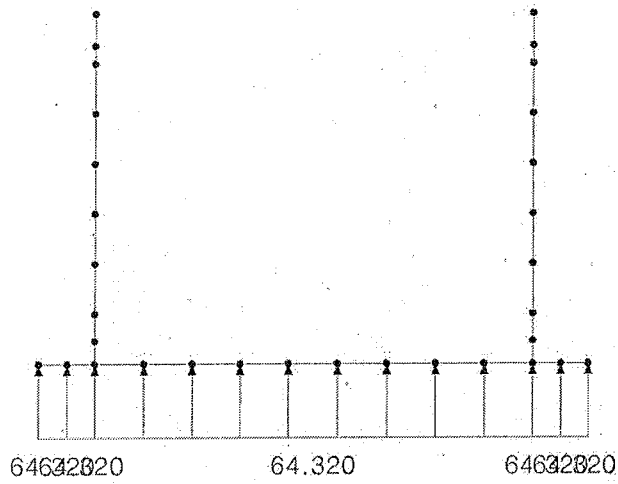
13) CASE13 - 연직수압(WATERV)



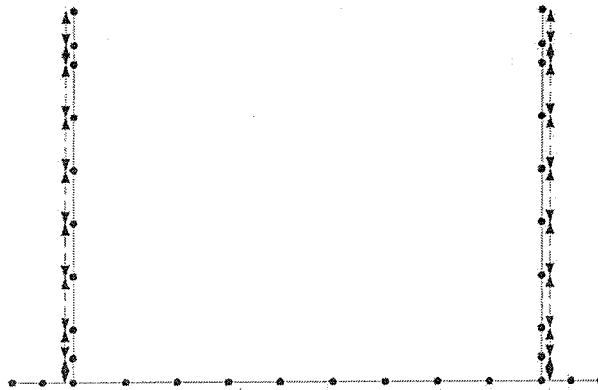
14) CASE14 - 수평수압(WATERH)



15) CASE15 - 부력 (BUOYANCY)

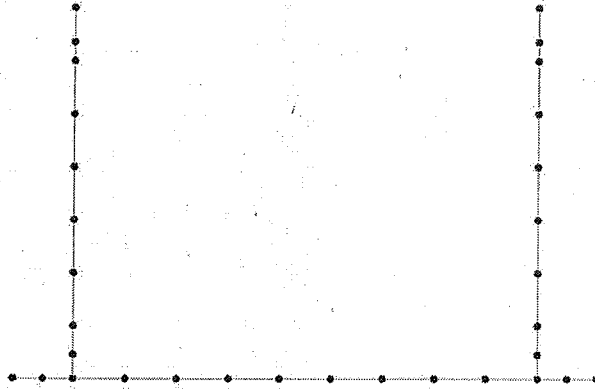


16) CASE16 - 건조수축 -15°C (SHRINK)

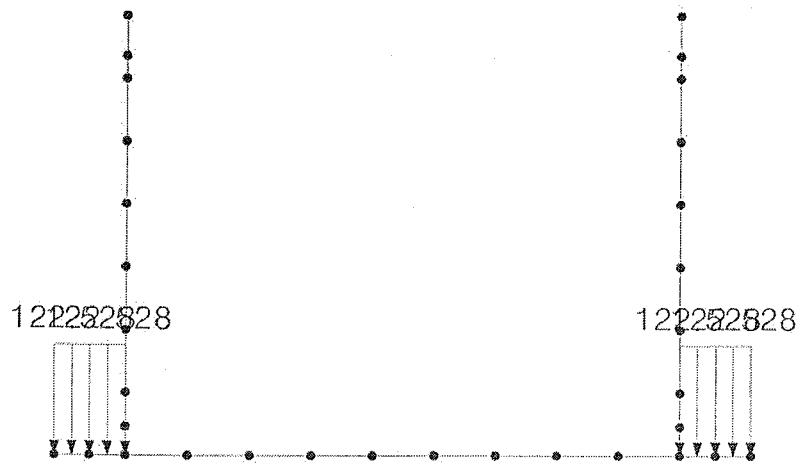


11. 하중 재하 (기능수행)

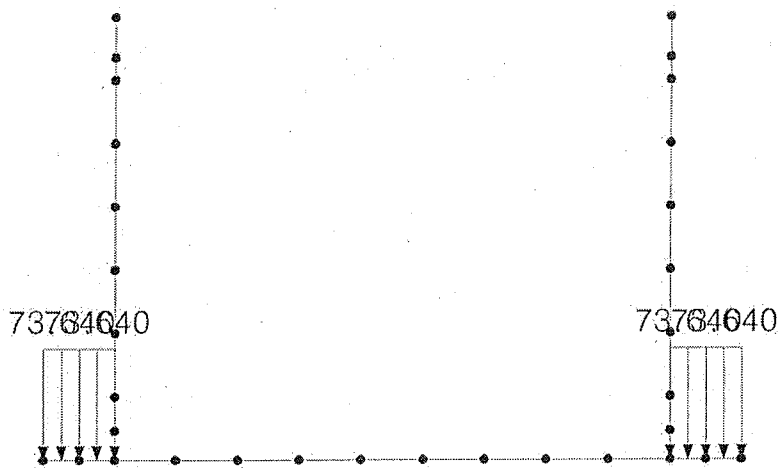
1) CASE1 - 구체자중(SW)



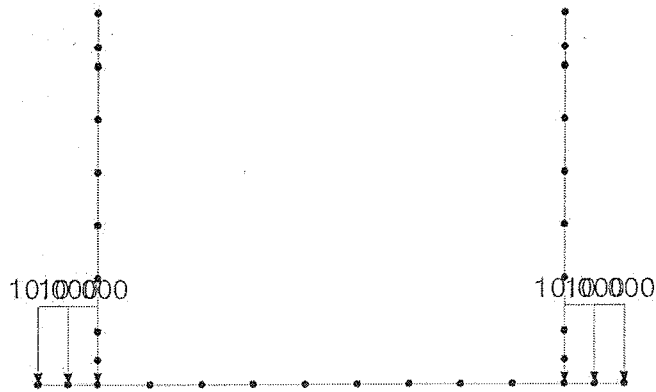
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



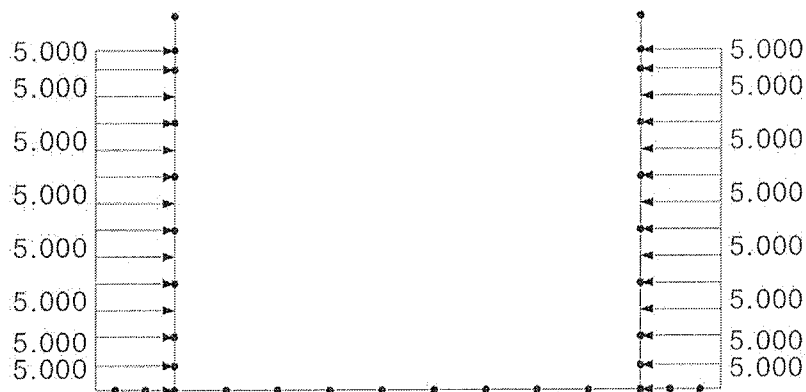
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有 (PAVEW)



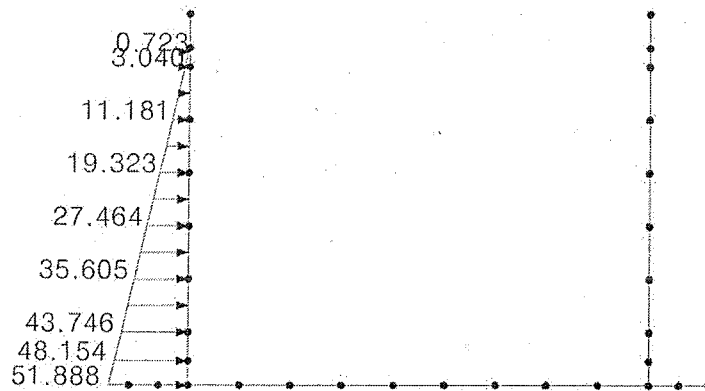
4) CASE4 - 지진시 상재활하중 (LIVEAE)



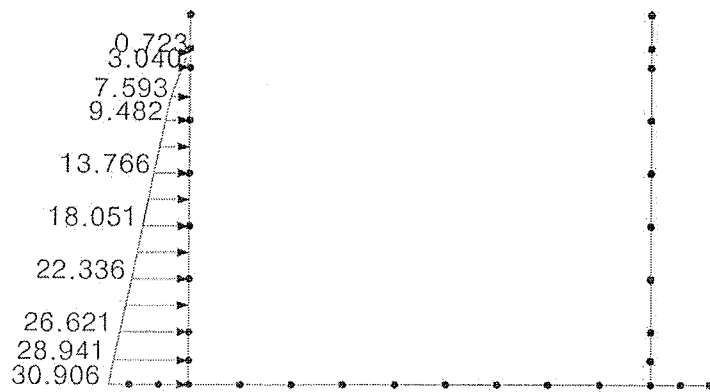
5) CASE5 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중 (LIVEAHE)



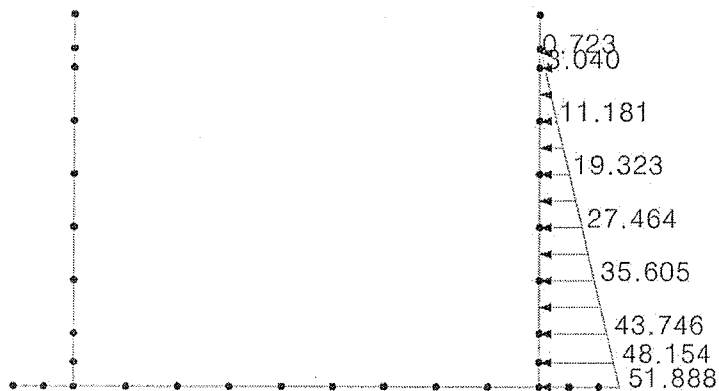
6) CASE6 - 지진시 편토압(좌측) 2(S01LLE2)



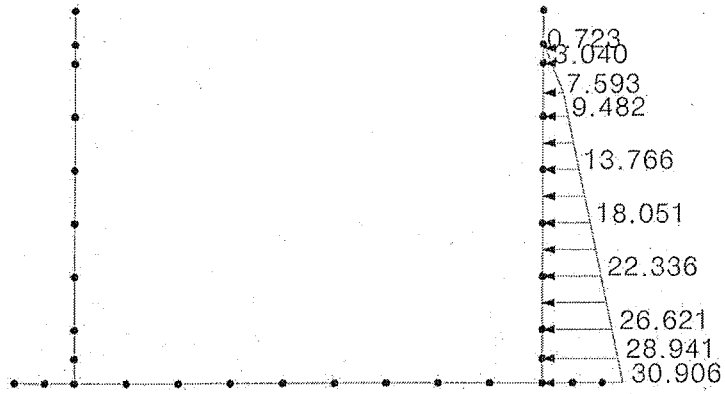
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(S01LLE2)



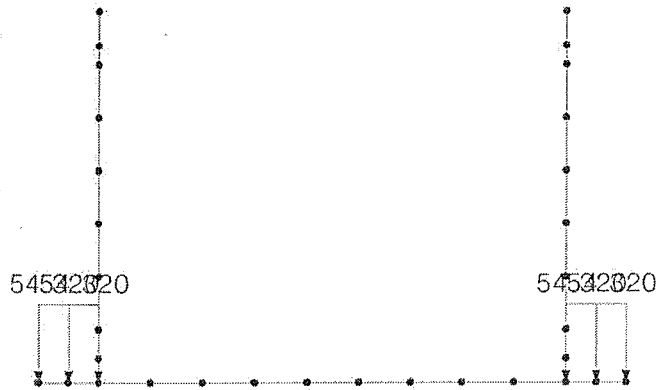
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(S01LRE2)



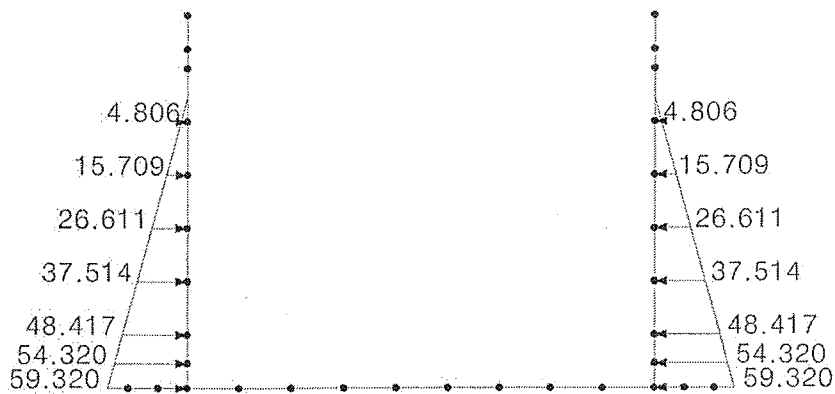
9) CASE9 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



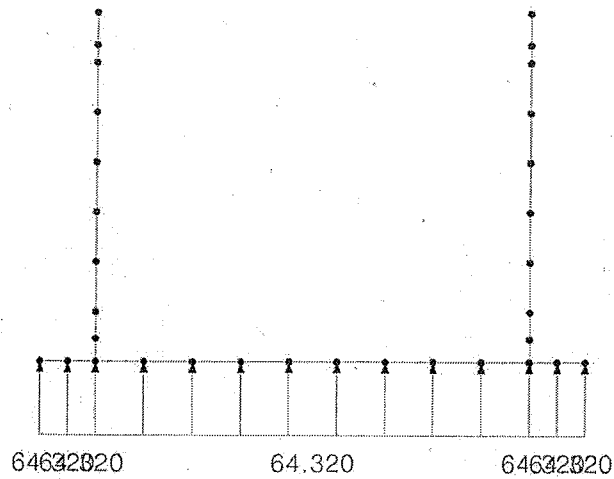
10) CASE10 - 연직수압(WATERV)



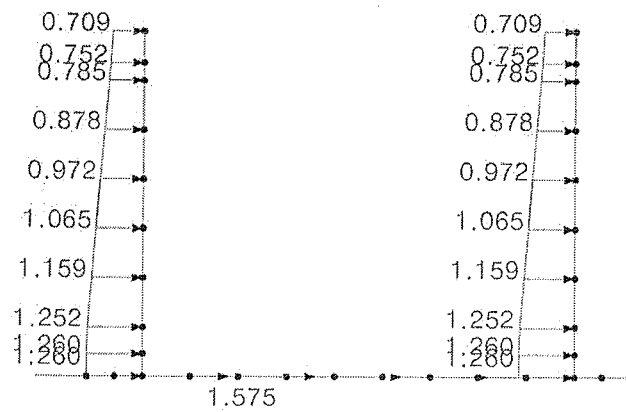
11) CASE11 - 수평수압(WATERH)



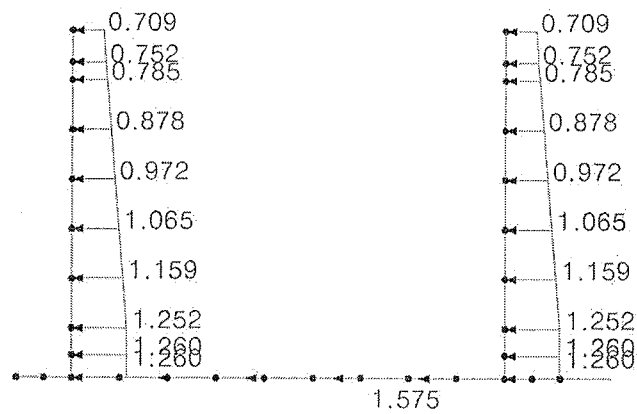
12) CASE12 - 부력(BUOYANCY)



13) CASE13 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

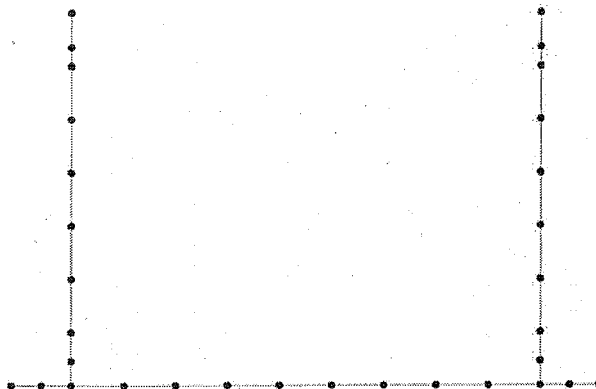


14) CASE14 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

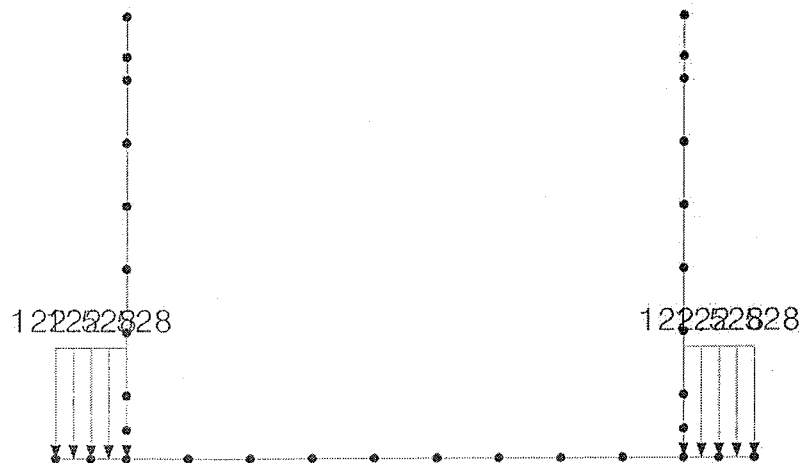


12. 하중 재하 (붕괴방지)

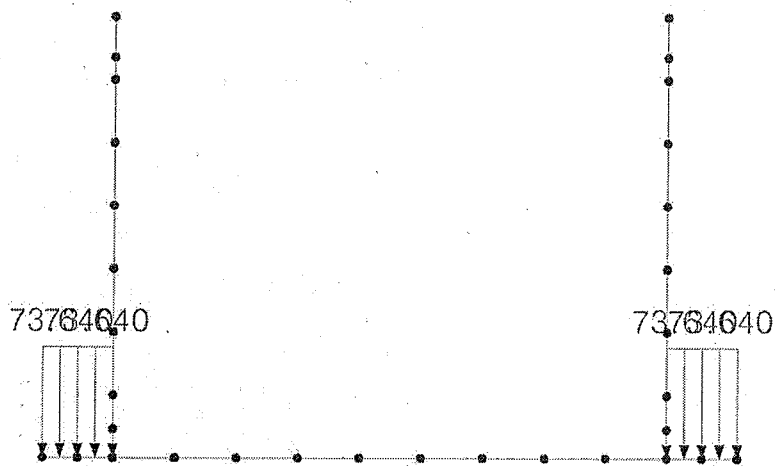
1) CASE1 - 구체자중(SW)



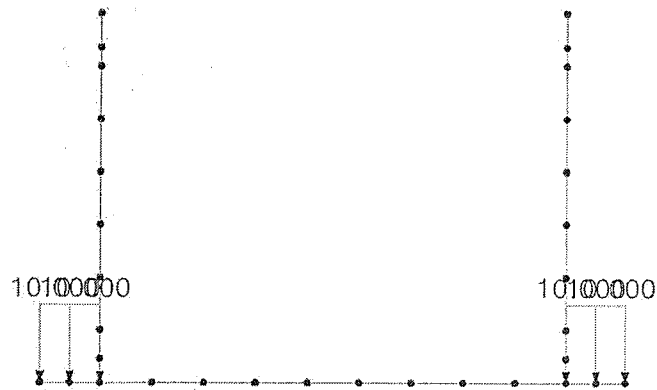
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



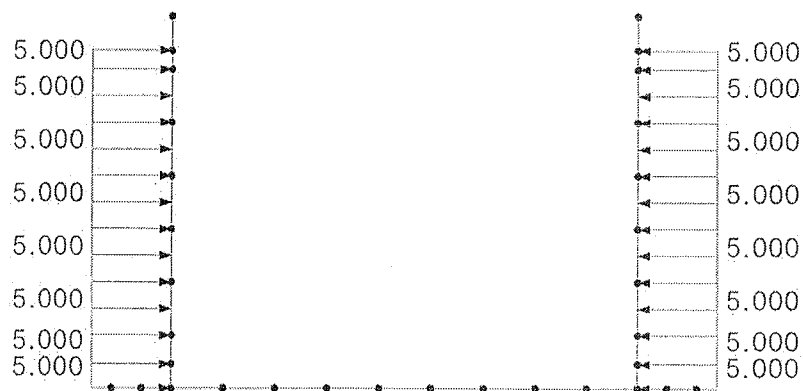
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



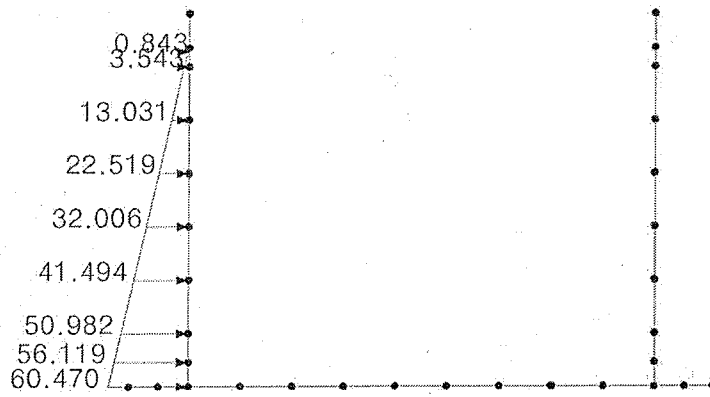
4) CASE4 - 지진시 상재활하중(LIVEAE)



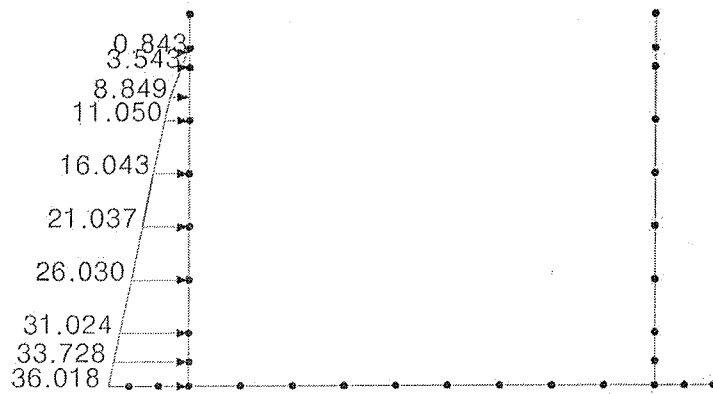
5) CASE5 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



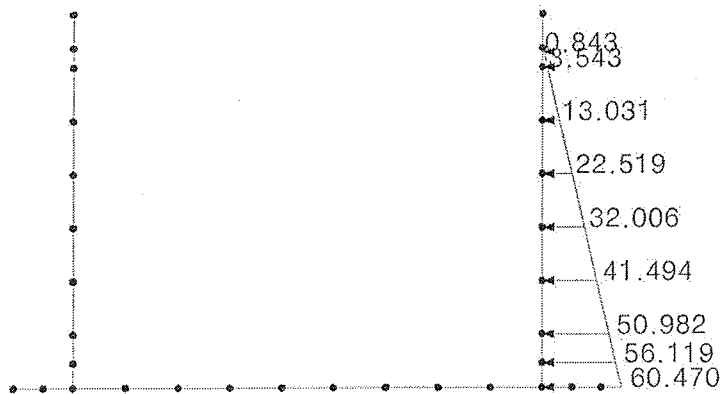
6) CASE6 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



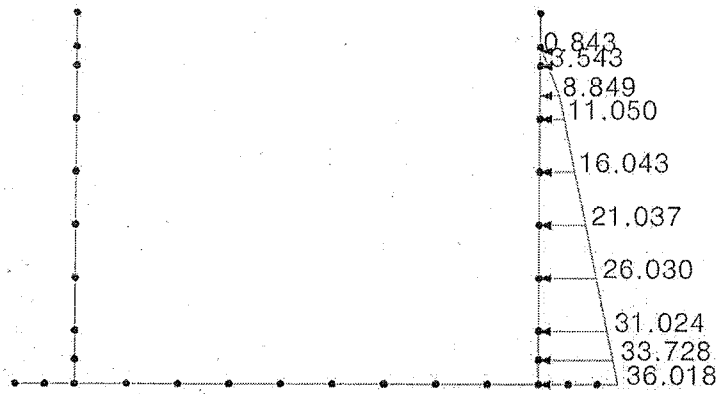
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



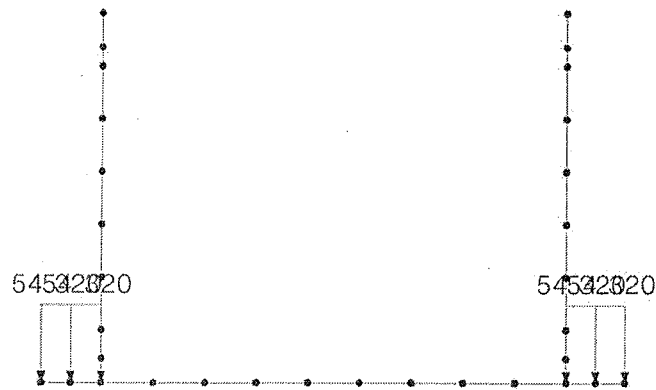
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



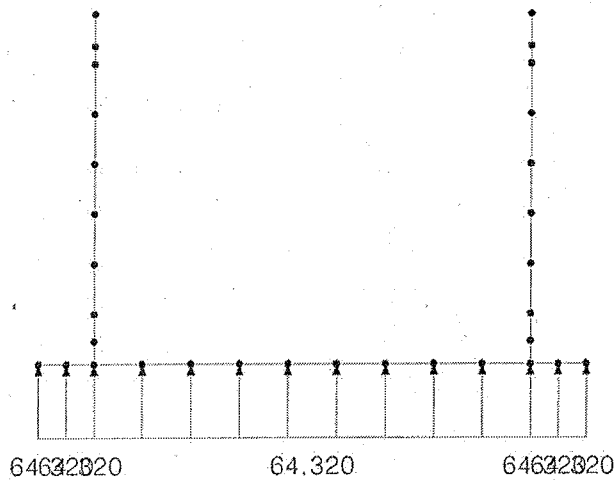
9) CASE9 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



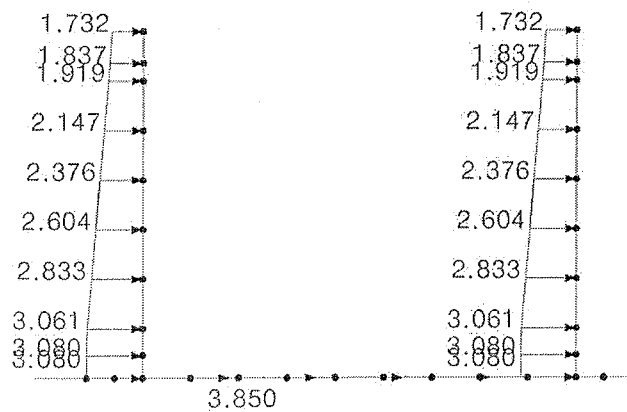
10) CASE10 - 연직수압(WATERV)



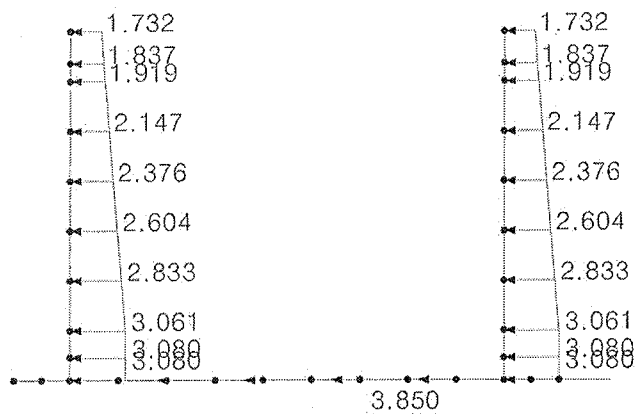
12) CASE12 - 부력(BUOYANCY)



13) CASE13 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



14) CASE14 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 H_v 에 대한 보정계수

$h \leq 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.0$

$h > 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.05 - 0.025h (\geq 0.875) = 1.000$, $h = -0.700 \text{ m}$

1) 계수하중

구 분	D	H_v	L	H_h	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	1.200	0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	H_v	L	H_h	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	H_v	L	H_h	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	●

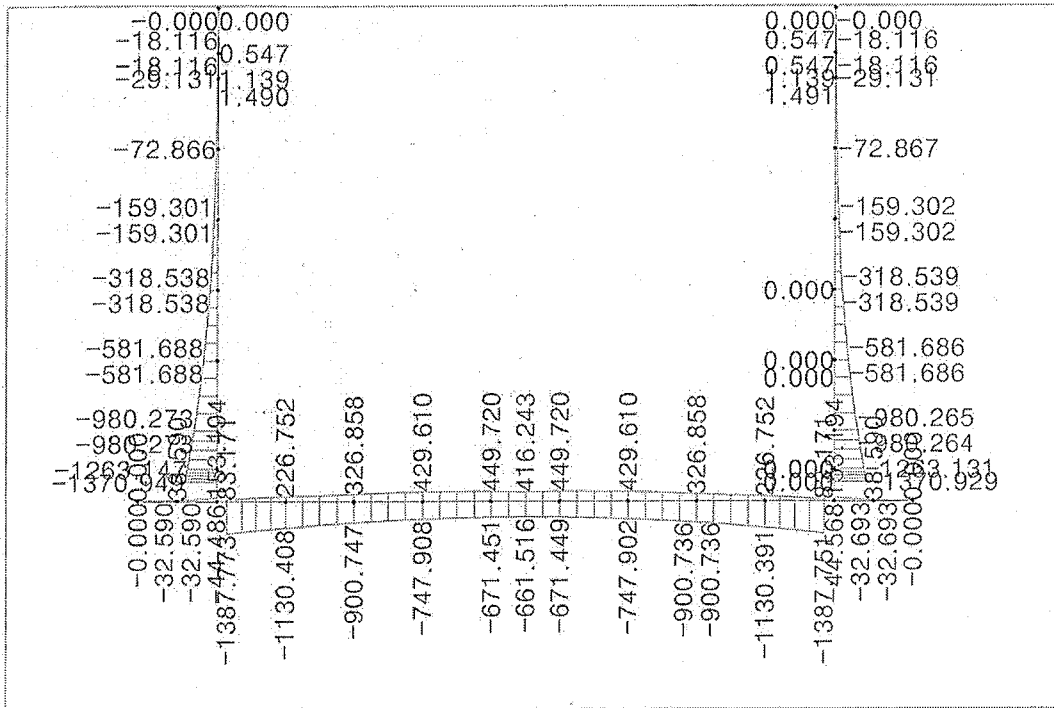
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	H_v	L	H_h	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	●

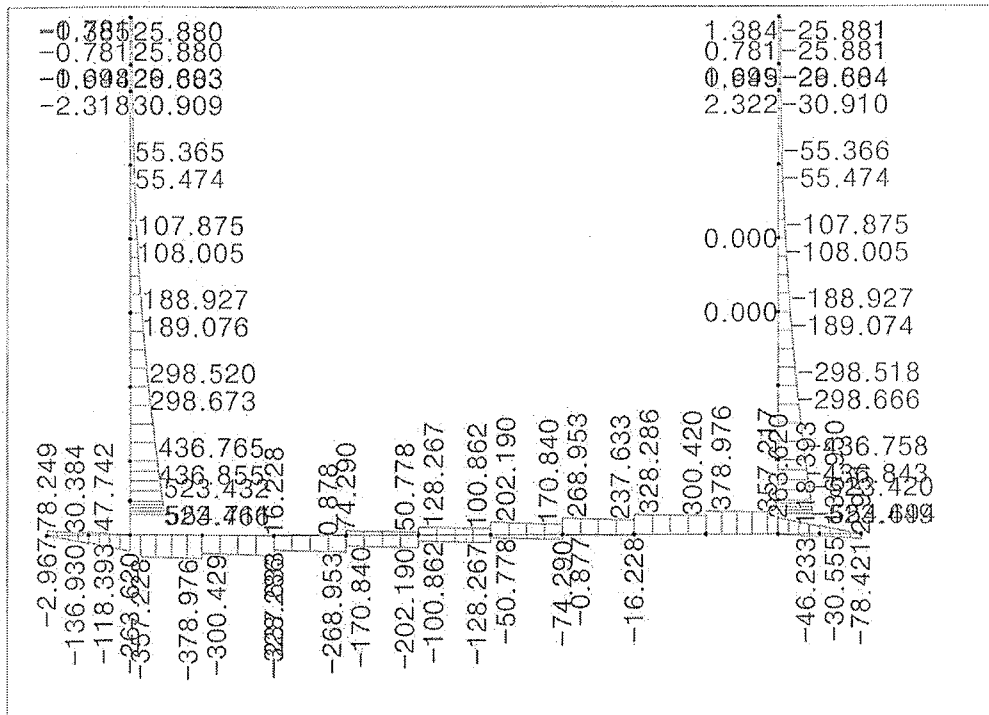
14. 단면력정리

14.1 상시

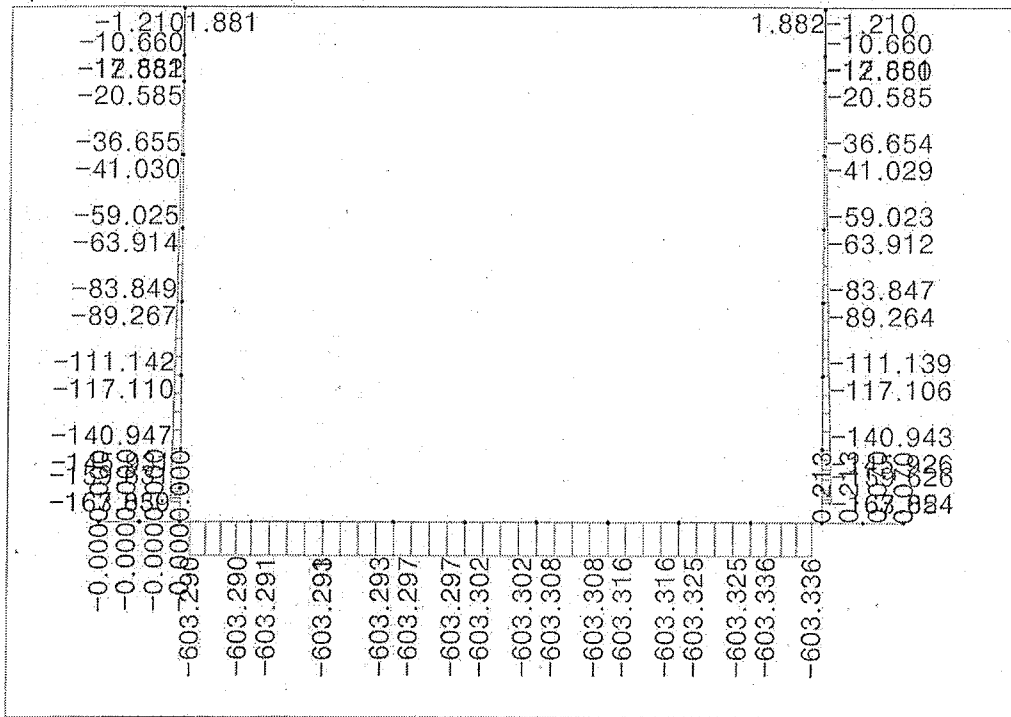
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



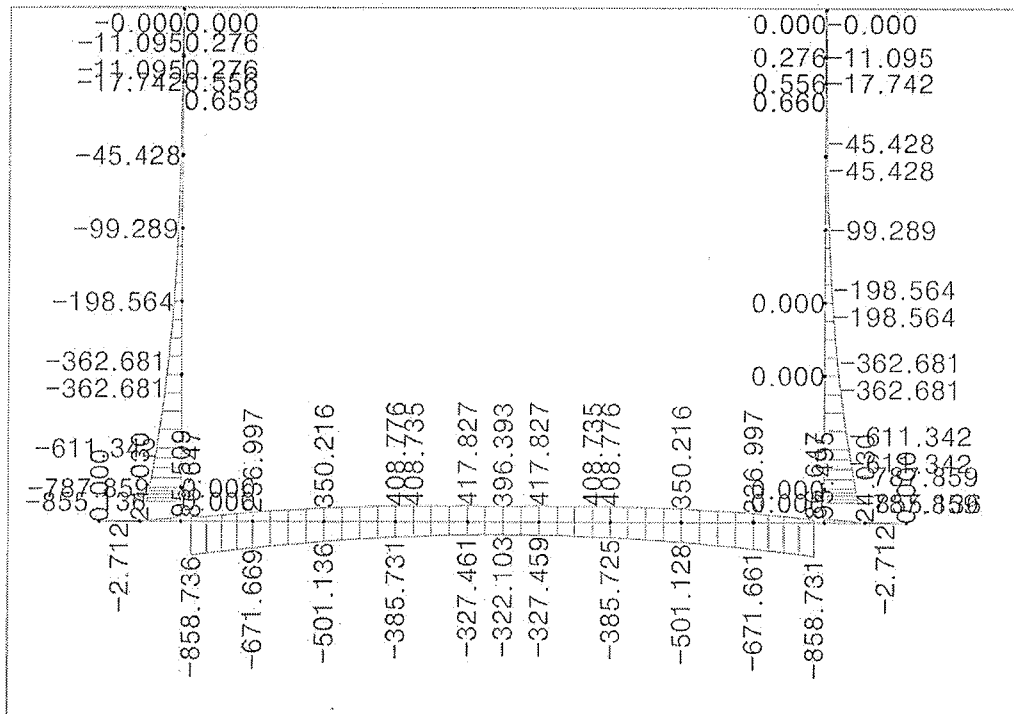
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

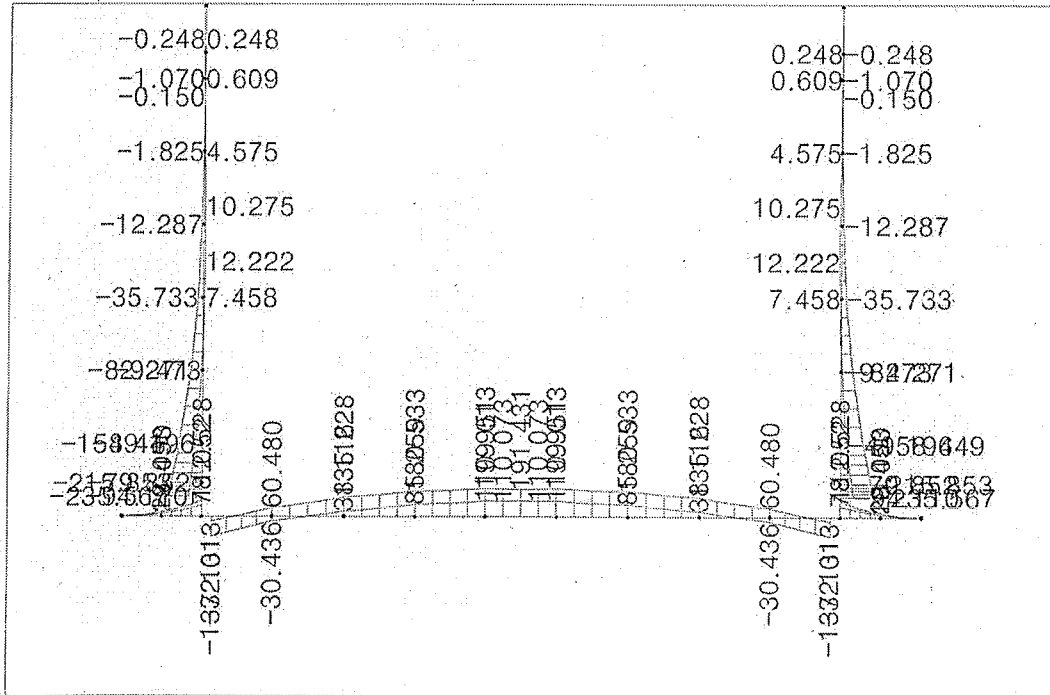


5) 단면력 정리

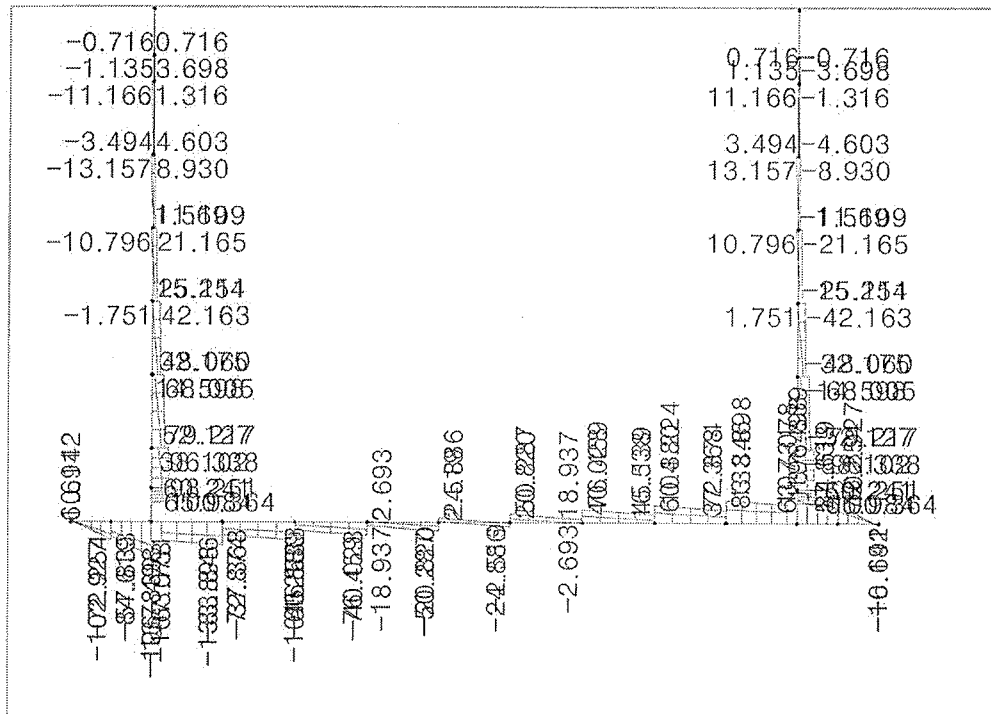
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1387.77	304.69	603.29	858.74	1000.00	1000.00	
		중앙부 (상면)	2	449.72	202.18	603.30	417.83	1000.00	1000.00	
		중앙부 (하면)	3	671.45	202.18	603.30	327.46	1000.00	1000.00	
		우측	4	1387.75	304.68	603.34	858.73	1000.00	1000.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	581.69	298.67	117.11	362.68	1000.00	714.48	
		하부	6	1370.95	447.17	167.83	855.14	1000.00	800.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	581.69	298.52	111.14	362.68	1000.00	702.63	
		하부	8	1370.93	447.20	167.82	855.14	1000.00	800.00	
부상 방지턱		좌측	9	153.19	263.62	0.00	95.51	1000.00	1000.00	
		우측	10	153.19	263.62	0.21	95.50	1000.00	1000.00	

14.2 지진시(기능수행)

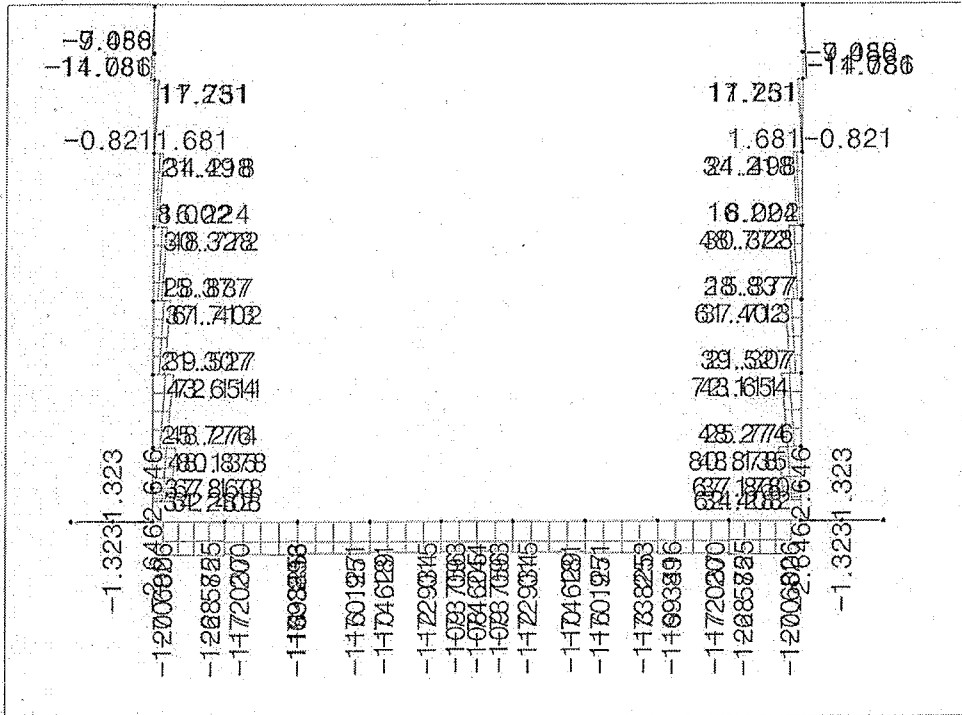
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

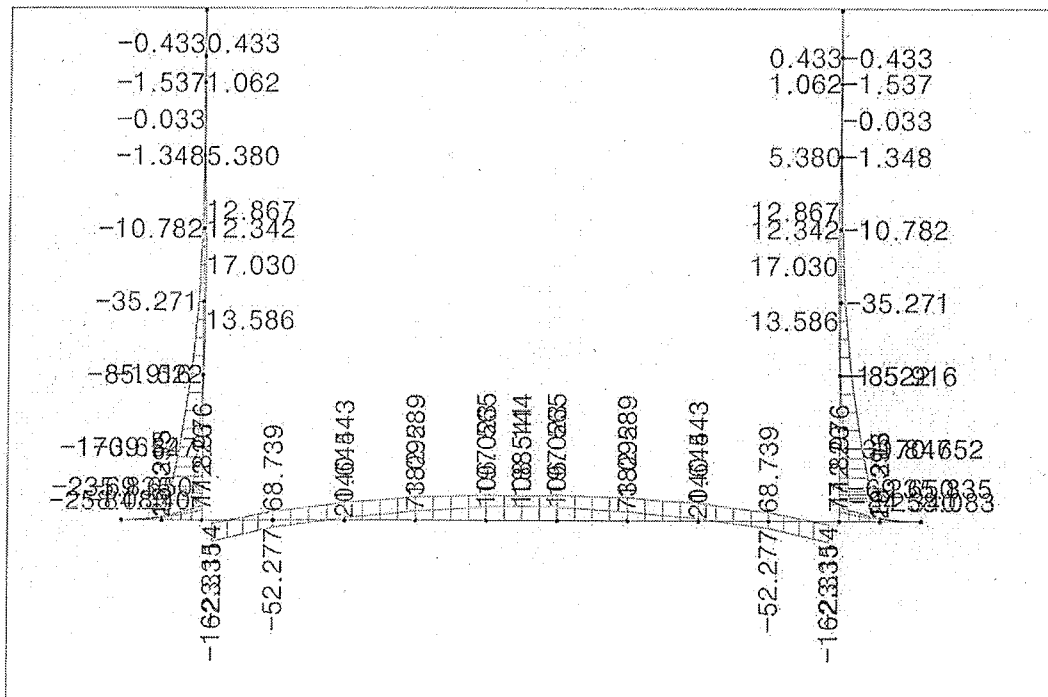


4) 단면력 정리

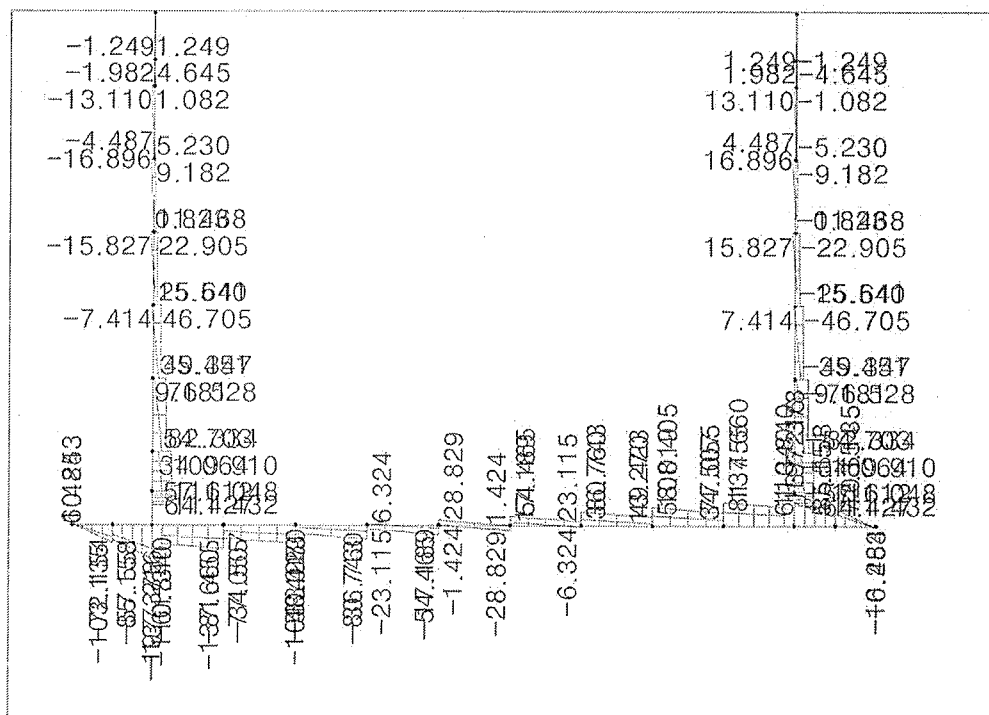
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	137.13	80.56	121.34	1000.00	1000.00	
		중앙부 (상면)	2	199.01	50.27	115.04	1000.00	1000.00	
		중앙부 (하면)	3	0.00	50.27	115.04	1000.00	1000.00	
		우측	4	137.13	80.54	121.32	1000.00	1000.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	82.27	68.01	72.13	1000.00	714.48	
		하부	6	235.57	96.58	62.44	1000.00	800.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	82.27	48.06	39.53	1000.00	702.63	
		하부	8	235.57	96.58	62.41	1000.00	800.00	
부상 방지턱		좌측	9	112.53	196.84	2.65	1000.00	1000.00	
		우측	10	112.53	196.84	2.65	1000.00	1000.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

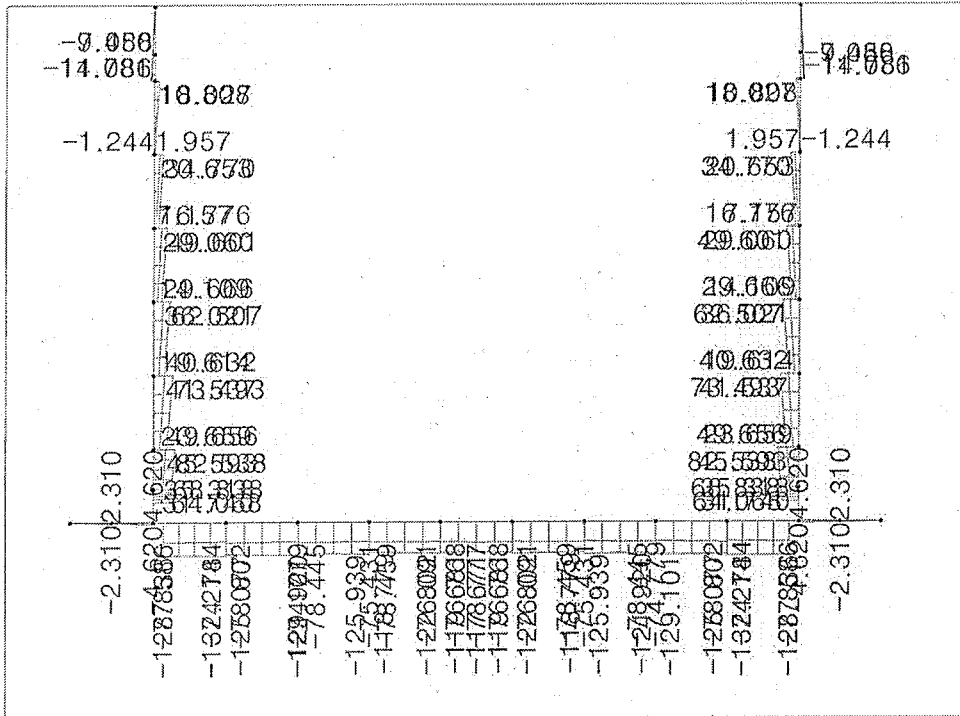
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	162.34	84.74	130.56	1000.00	1000.00	
		중앙부 (상면)	2	197.57	54.45	126.34	1000.00	1000.00	
		중앙부 (하면)	3	0.00	54.45	126.34	1000.00	1000.00	
		우측	4	162.34	84.72	130.54	1000.00	1000.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	85.92	76.53	73.52	1000.00	714.48	
		하부	6	258.08	110.05	64.10	1000.00	800.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	85.92	49.35	40.63	1000.00	702.63	
		하부	8	258.08	110.05	64.07	1000.00	800.00	
부상 방지턱		좌측	9	112.98	197.38	4.62	1000.00	1000.00	
		우측	10	112.98	197.38	4.62	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	-1387.77	-	-162.34	-137.13	-1387.77	
		중앙부 (상면)	2	449.72	-	197.57	199.01	449.72	
		중앙부 (하면)	3	-671.45	-	-	-	-671.45	
		우측	4	-1387.75	-	-162.34	-137.13	-1387.75	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-581.69	-	-85.92	-82.27	-581.69	
		하부	6	-1370.95	-	-258.08	-235.57	-1370.95	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-581.69	-	-85.92	-82.27	-581.69	
		하부	8	-1370.93	-	-258.08	-235.57	-1370.93	
부상 방지턱		좌측	9	153.19	-	112.98	112.53	153.19	
		우측	10	153.19	-	112.98	112.53	153.19	

2) 전단력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-304.69	-	-84.74	-80.56	-304.69	
		중앙부 (상면)	2	-202.18	-	-54.45	-50.27	-202.18	
		중앙부 (하면)	3	-202.18	-	-54.45	-50.27	-202.18	
		우측	4	304.68	-	84.72	80.54	304.68	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	298.67	-	76.53	68.01	298.67	
		하부	6	447.17	-	110.05	96.58	447.17	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-298.52	-	-49.35	-48.06	-298.52	
		하부	8	-447.20	-	-110.05	-96.58	-447.20	
부상 방지턱		좌측	9	-263.62	-	-197.38	-196.84	-263.62	
		우측	10	263.62	-	197.38	196.84	263.62	

3) 축력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-603.29	-	-130.56	-121.34	-604.00	
		중앙부 (상면)	2	-603.30	-	-126.34	-115.04	-604.01	
		중앙부 (하면)	3	-603.30	-	-126.34	-115.04	-604.01	
		우측	4	-603.34	-	-130.54	-121.32	-604.05	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-117.11	-	73.52	72.13	-117.27	
		하부	6	-167.83	-	64.10	62.44	-167.93	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-111.14	-	40.63	39.53	-112.03	
		하부	8	-167.82	-	64.07	62.41	-169.17	
부상 방지턱		좌측	9	0.00	-	-4.62	-2.65	-4.62	
		우측	10	0.21	-	-4.62	-2.65	-4.62	

4) 사용모멘트

(kN.m)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고	
			2D	3D	붕괴	기능			
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-858.74	-	-	-	-858.74	
		중앙부 (상면)	2	417.83	-	-	-	417.83	
		중앙부 (하면)	3	-327.46	-	-	-	-327.46	
		우측	4	-858.73	-	-	-	-858.73	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-362.68	-	-	-	-362.68	
		하부	6	-855.14	-	-	-	-855.14	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-362.68	-	-	-	-362.68	
		하부	8	-855.14	-	-	-	-855.14	
부상 방지턱		좌측	9	95.51	-	-	-	95.51	
		우측	10	95.50	-	-	-	95.50	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치		b	d	Mu	Φ Mn	req'd As	BAR	use'd As	S.F	
			mm	mm	kN.m	kN.m	mm ²		mm ²		
하부슬래브	1 경간	좌측	1	1000	869	1387.77	2252.42	4941.27	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	1.62
		좌측(배수 구단면)	1	1000	758	1168.97	1655.55	5647.60	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	1.42
		중앙부 (상면)	2	1000	920	449.72	940.26	1457.86	H22 - 8.0EA	3096.80	2.09
		중앙부 (하면)	2	1000	900	671.45	942.20	2243.00	H32 - 4.0EA	3176.80	1.40
		우측	3	1000	869	1387.75	2252.42	4941.19	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	1.62
좌측벽체	1 층	중앙부	4	1000	584	581.69	1445.13	3072.63	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	2.48
		하부	5	1000	669	1370.95	1686.94	6592.33	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	1.23
우측벽체	1 층	중앙부	6	1000	572	581.69	1411.61	3142.99	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	2.43
		하부	7	1000	669	1370.93	1686.94	6592.22	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	1.23
부상방지턱		좌측	8	1000	920	153.19	246.62	492.04	H16 - 4.0EA	794.40	1.61
		우측	9	1000	920	153.19	246.62	492.04	H16 - 4.0EA	794.40	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	mm ²		mm	mm ²		
하부슬래브	1 경간	좌측	1	564.5	304.7	784.73	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		좌측	1	427.4	374.7	594.12	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		중앙부	2	597.6	202.2	714.12	2.00	-	H13	600	253.40	0.K
		우측	3	564.5	304.7	784.73	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
좌측벽체	1 층	중앙부	4	379.0	298.7	526.92	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		하부	5	434.6	447.2	604.14	2.00	18.80	H13	300	253.40	0.K
우측벽체	1 층	중앙부	6	371.3	298.5	516.22	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		하부	7	434.6	447.2	604.14	2.00	18.84	H13	300	253.40	0.K
부상 방지턱		좌측	8	597.6	263.6	597.56	-	-	-	-	-	0.K
		우측	9	597.6	263.6	597.56	-	-	-	-	-	0.K

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	869.10	100.00	1387.77	304.69

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 8316.000 \times 400.00 = 3326400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 144.941 \text{ mm, } c = 144.941 / \beta_1 = 144.941 / 0.85 = 170.519 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (900.00 - 170.519) / 170.519 = 0.01283$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 4941.272 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8316.0 mm^2 (철근도심 : 130.9 mm) , [사용률 = 1.683]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm^2)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00957$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 144.941 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 8316.000 \times 400 \times (869.10 - a/2) = 2252.423 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1387.773 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.623]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 869.10 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 869.10 = 564.497 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 304.689 \text{ kN}) \quad \text{전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	758.0	658.0	100.0	1169.0	374.7

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 8316.000 \times 400.00 = 3326400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 144.941 \text{ mm, } c = 144.941 / \beta_1 = 144.941 / 0.85 = 170.519 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (658.00 - 170.519) / 170.519 = 0.00858$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 5647.578 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8316.0 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.472]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm^2)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\text{수축온도철근비} = 0.00200$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.01264$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 144.941 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 8316.000 \times 400 \times (658.00 - a/2) = 1655.549 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1168.972 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.416]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 658.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 658.00 = 427.384 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 374.696 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	920.00	80.00	449.72	202.18

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3096.800 \times 400.00 = 1238720.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 53.975 \text{ mm, } c = 53.975 / \beta_1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (920.00 - 63.500) / 63.500 = 0.04046$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1457.857 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.124]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00337$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 53.975 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 3096.800 \times 400 \times (920.00 - a/2) = 940.264 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 449.720 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.091]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 920.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 920.00 = 597.558 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 202.176 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면재원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	671.45	202.18

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3176.800 \times 400.00 = 1270720.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 55.369 \text{ mm, } c = 55.369 / \beta_1 = 55.369 / 0.85 = 65.140 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (900.00 - 65.140) / 65.140 = 0.03845$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 2243.000 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3176.8 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.416]

1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00353$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 55.369 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 3176.800 \times 400 \times (900.00 - a/2) = 942.198 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 671.451 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.403]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 900.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 900.00 = 584.567 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 202.176 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	869.10	100.00	1387.75	304.68

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 8316.000 \times 400.00 = 3326400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 144.941 \text{ mm, } c = 144.941 / \beta_1 = 144.941 / 0.85 = 170.519 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (900.00 - 170.519) / 170.519 = 0.01283$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 4941.190 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8316.0 mm^2 (철근도심 : 130.9 mm) , [사용률 = 1.683]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm^2)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00957$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 144.941 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 8316.000 \times 400 \times (869.10 - a/2) = 2252.423 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1387.751 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.623]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 869.10 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 869.10 = 564.497 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 304.679 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	714.48	583.58	100.00	581.69	298.67

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 8316.000 \times 400.00 = 3326400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 144.941 \text{ mm, } c = 144.941 / \beta_1 = 144.941 / 0.85 = 170.519 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (614.48 - 170.519) / 170.519 = 0.00781$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 3072.633 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8316.0 mm^2 (철근도심 : 130.9 mm) , [사용률 = 2.706]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm^2)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.01425$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 144.941 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 8316.000 \times 400 \times (583.58 - a/2) = 1445.125 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 581.688 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.484]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 583.58 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 583.58 = 379.045 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 298.673 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	II보(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	669.10	100.00	1370.95	447.17

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 8316.000 \times 400.00 = 3326400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 144.941 \text{ mm, } c = 144.941 / \beta_1 = 144.941 / 0.85 = 170.519 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (700.00 - 170.519) / 170.519 = 0.00932$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 6592.325 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8316.0 mm^2 (철근도심 : 130.9 mm), [사용률 = 1.261]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm^2)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.01243$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 144.941 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 8316.000 \times 400 \times (669.10 - a/2) = 1686.935 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1370.949 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.230]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 669.10 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 669.10 = 434.594 \text{ kN}$$

< $V_u (= 447.174 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$$A_{v_req} = (447.174 - 434.594) \times 300.00 / (400 \times 669.10 \times \phi) \times 1000 = 18.802 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 \text{ (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)}$$

$$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 669.10 / 300.00 \times 1000 = 226.067 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 669.10 / 1000 = 2317.832 \text{ kN} \geq 226.067 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (579.458 + 226.067) = 604.144 \text{ kN} \geq 447.174 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	702.63	571.73	100.00	581.69	298.52

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 8316.000 \times 400.00 = 3326400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 144.941 \text{ mm, } c = 144.941 / \beta_1 = 144.941 / 0.85 = 170.519 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (602.62 - 170.519) / 170.519 = 0.00760$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 3142.991 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8316.0 mm^2 (철근도심 : 130.9 mm) , [사용률 = 2.646]

$$1\text{단} : H32 - 4.0 \text{ EA, } H29 - 4.0 \text{ EA } (= 5746.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 4.0 \text{ EA } (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.01455$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 144.941 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 8316.000 \times 400 \times (571.73 - a/2) = 1411.612 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 581.686 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.427]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 571.73 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 571.73 = 371.346 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 298.518 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

□ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	669.10	100.00	1370.93	447.20

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 8316.000 \times 400.00 = 3326400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 144.941 \text{ mm, } c = 144.941 / \beta_1 = 144.941 / 0.85 = 170.519 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (700.00 - 170.519) / 170.519 = 0.00932$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 6592.219 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8316.0 mm² (철근도심 : 130.9 mm) , [사용률 = 1.261]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.01243$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 144.941 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 8316.000 \times 400 \times (669.10 - a/2) = 1686.935 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1370.929 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.231]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 669.10 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 669.10 = 434.594 \text{ kN}$$

< $V_u (= 447.202 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$$A_{v_req} = (447.202 - 434.594) \times 300.00 / (400 \times 669.10 \times \phi) \times 1000 = 18.844 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 \text{ (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)}$$

$$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 669.10 / 300.00 \times 1000 = 226.067 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 669.10 / 1000 = 2317.832 \text{ kN} \geq 226.067 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (579.458 + 226.067) = 604.144 \text{ kN} \geq 447.202 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

▣ TITLE : 부상방지턱 좌측

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	920.00	80.00	153.19	263.62

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (920.00 - 16.289) / 16.289 = 0.16644$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 492.044 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.614]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00086$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (920.00 - a/2) = 246.618 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 153.194 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.610]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 920.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 920.00 = 597.558 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 263.620 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 부상방지턱 우측

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	II책(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	920.00	80.00	153.19	263.62

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (920.00 - 16.289) / 16.289 = 0.16644$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 492.044 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.614]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times \{f_{ck} / f_y\} \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00086$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (920.00 - a/2) = 246.618 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 153.194 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.610]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 920.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 920.00 = 597.558 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 263.620 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1000 \times 0.0020 = 2000.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1000 \times 1000 = 1500.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1500.0 \text{ mm}^2 \leq 1986.0 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

2) 하부슬래브 : 1경간(좌측)-배수구단면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 758 \times 0.0020 = 1516.0 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1516.0 \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 758 \times 1000 = 1137.00 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1137.00 \text{ mm}^2 \leq 1986.000 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

3) 하부슬래브 : 중앙부_상면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1000 \times 0.0020 = 2000.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1000 \times 1000 = 1500.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1500.0 \text{ mm}^2 \leq 1986.0 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

4) 하부슬래브 : 중앙부_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1000 \times 0.0020 = 2000.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1000 \times 1000 = 1500.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1500.0 \text{ mm}^2 \leq 1986.0 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

5) 하부슬래브 : 1경간(우측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1000 \times 0.0020 = 2000.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1000 \times 1000 = 1500.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1500.0 \text{ mm}^2 \leq 1986.0 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

6) 좌측벽체 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 709 \times 0.0020 = 1417.10 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1417.102 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 709 \times 1000 = 1062.8 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1062.8 \text{ mm}^2 &\leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

7) 좌측벽체 : 하부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 791 \times 0.0020 = 1581.77 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1581.774 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 791 \times 1000 = 1186.3 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1186.3 \text{ mm}^2 &\leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

8) 우측벽체 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 709 \times 0.0020 = 1417.10 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1417.102 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 709 \times 1000 = 1062.8 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1062.8 \text{ mm}^2 &\leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

9) 우측벽체 : 하부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 791 \times 0.0020 = 1581.77 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1581.774 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 791 \times 1000 = 1186.3 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1186.3 \text{ mm}^2 &\leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

10) 부상방지턱 : 좌측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1000 \times 0.0020 = 2000.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1000 \times 1000 = 1500.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1500.0 \text{ mm}^2 \leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

11) 부상방지턱 : 우측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1000 \times 0.0020 = 2000.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

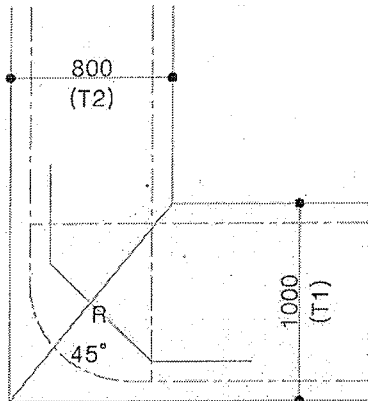
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1000 \times 1000 = 1500.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1500.0 \text{ mm}^2 \leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 858.736 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 858.736 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T_1^2 + T_2^2)} = 1280.625 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H29 @250 - 4EA = 2569.600 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total } A_{sb} = 2569.600 \text{ mm}^2$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 858.74 \times 10^6}{1280.625^2 \times 1000} = 2.618 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 858.74 \times 10^6}{1280.625 \times 180} = 7450.671 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 2569.600 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 7450.671 \text{ mm}^2 - 2569.600 \text{ mm}^2 \\ &= 4881.071 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = H29 - 8EA$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 5139.200 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 4881.071 \text{ mm}^2) \text{ -----} > \text{O.K !!!}$$

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1548.4 mm²

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

$$= -7 \times 0.0016830 + \sqrt{(2 \times 0.0118 + (0.0118)^2)} = 0.142$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.142 / 3 = 0.953$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 86646804.000 / (1548.400 \times 920.000 \times 0.953) \\ = 63.851 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 Th1} = f_s \times A_s = 63.851 \times 1548.400 = 98866.642 \text{ N}$$

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm²

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

$$= -7 \times 0.0011033 + \sqrt{(2 \times 0.0077 + (0.0077)^2)} = 0.117$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.117 / 3 = 0.961$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 86646804.000 / (794.400 \times 720.000 \times 0.961) \\ = 157.626 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 Th2} = f_s \times A_s = 157.626 \times 794.400 = 125217.980 \text{ N}$$

- 보강철근량 산정

$$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = f_{sa} \times A_{sT} \quad : \text{대각선 방향의 인장력}$$

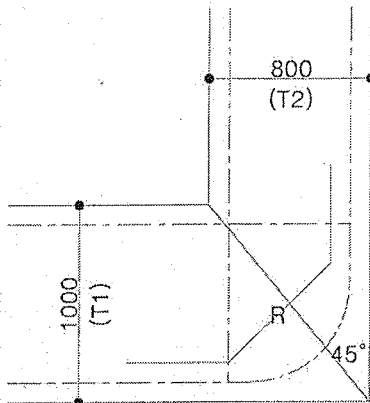
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$$A_s = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / f_{sa} = \sqrt{(98866.642^2 + 125217.980^2)} / 180.0$$

$$A_s = 886.353 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} : H19 @ 500, 2EA = 1146.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore O.K$$

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 858.731 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 858.731 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1280.625 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H29 @250 - 4EA = 2569.600 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 2569.600 \text{ mm}^2$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 858.73 \times 10^6}{1280.625^2 \times 1000} = 2.618 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 858.73 \times 10^6}{1280.625 \times 180} = 7450.626 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 2569.600 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 7450.626 \text{ mm}^2 - 2569.600 \text{ mm}^2 \\ &= 4881.026 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = H29 - 8EA$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 5139.200 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 4881.026 \text{ mm}^2) \longrightarrow \text{O.K !!!}$$

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1548.4 mm²

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

$$= -7 \times 0.0016830 + \sqrt{(2 \times 0.0118 + (0.0118)^2)} = 0.142$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.142 / 3 = 0.953$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 86646804.000 / (1548.400 \times 920.000 \times 0.953) \\ = 63.851 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 Th1} = f_s \times A_s = 63.851 \times 1548.400 = 98866.642 \text{ N}$$

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm²

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

$$= -7 \times 0.0011033 + \sqrt{(2 \times 0.0077 + (0.0077)^2)} = 0.117$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.117 / 3 = 0.961$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 86646804.000 / (794.400 \times 720.000 \times 0.961) \\ = 157.626 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 Th2} = f_s \times A_s = 157.626 \times 794.400 = 125217.980 \text{ N}$$

- 보강철근량 산정

$$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = f_{sa} \times A_s T \quad : \text{대각선 방향의 인장력}$$

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$$A_s = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / f_{sa} = \sqrt{(98866.642^2 + 125217.980^2)} / 180.0$$

$$A_s = 886.353 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} : H19 @ 500, 2EA = 1146.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

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	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	869	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	385.383	0.K	3.083
		좌측(배수 구단면)	1	758	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	335.600	0.K	2.685
		중앙부 (상면)	2	920	H22 - 8.0EA	125	329.609	0.K	2.637
		중앙부 (하면)	2	900	H32 - 4.0EA	250	431.981	0.K	1.728
		우측	3	869	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	385.386	0.K	3.083
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	584	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	718.038	0.K	5.744
		하부	5	669	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	244.493	0.K	1.956
우측 벽체	1 층	중앙부	6	572	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	698.198	0.K	5.586
		하부	7	669	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	244.493	0.K	1.956
부상 방지턱	좌측	8	920	H16 - 4.0EA	250	401.699	0.K	1.607	
	우측	9	920	H16 - 4.0EA	250	401.786	0.K	1.607	

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 858.736 \times 1000000 / [8316.000 \times (869.101 - 265.165/3)] \\ = 132.268 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 8316.000/1000.0 + 7 \times 8316.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 869.1)/(7 \times 8316.000)]} \\ = 265.165 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 8316.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 130.9 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 4.0 \text{ EA}, \text{H29} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 5746.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 132.27) - 2.5 \times 84.00 = 385.38 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 132.27) = 476.31 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 385.38 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 385.38 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 하부슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 699.944 \times 1000000 / [8316.000 \times (658.000 - 224.623/3)] \\ = 144.340 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 8316.000/1000.0 + 7 \times 8316.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 658.0)/(7 \times 8316.000)]} \\ = 224.623 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 8316.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 4.0 \text{ EA}, \text{H29} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 5746.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 144.34) - 2.5 \times 84.00 = 335.59 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 144.34) = 436.47 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 335.59 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 335.59 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 417.827 \times 1000000 / [3096.800 \times (920.000 - 179.212/3)] \\ = 156.838 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 3096.800/1000.0 + 7 \times 3096.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 920.0)/(7 \times 3096.800)]} \\ = 179.212 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 3096.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H22} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 3096.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 22/2 = 69.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 156.84) - 2.5 \times 69.00 = 329.61 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 156.84) = 401.69 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 329.61 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 329.61 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 하부슬래브 중앙부_하면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 327.461 \times 1000000 / [3176.800 \times (900.000 - 179.064/3)] \\ = 122.667 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 3176.800/1000.0 + 7 \times 3176.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 900.0)/(7 \times 3176.800)]} \\ = 179.064 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 3176.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 3176.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 122.67) - 2.5 \times 84.00 = 431.98 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 122.67) = 513.58 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 431.98 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 431.98 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 858.731 \times 1000000 / [8316.000 \times (869.101 - 265.165/3)]$$

$$= 132.267 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 8316.000/1000.0 + 7 \times 8316.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 869.1/(7 \times 8316.000))]}$$

$$= 265.165 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 8316.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 130.9 \text{ mm})$$

$$1\text{단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= } 5746.4 \text{ mm}^2 \text{)}$$

$$2\text{단 : H29 - 4.0 EA (= } 2569.6 \text{ mm}^2 \text{)}$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 132.27) - 2.5 \times 84.00 = 385.39 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 132.27) = 476.31 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 385.39 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 385.39 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

6) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 362.681 \times 1000000 / [8316.000 \times (583.578 - 208.867/3)]$$

$$= 84.856 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 8316.000/1000.0 + 7 \times 8316.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 583.6/(7 \times 8316.000))]}$$

$$= 208.867 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 8316.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 130.9 \text{ mm})$$

$$1\text{단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= } 5746.4 \text{ mm}^2 \text{)}$$

$$2\text{단 : H29 - 4.0 EA (= } 2569.6 \text{ mm}^2 \text{)}$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 84.86) - 2.5 \times 84.00 = 718.04 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 84.86) = 742.43 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 718.04 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 718.04 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 855.136 \times 1000000 / [8316.000 \times (669.101 - 226.898/3)]$$

$$= 173.270 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 8316.000/1000.0 + 7 \times 8316.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 669.1)/(7 \times 8316.000)]}$$

$$= 226.898 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 8316.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 130.9 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 4.0 \text{ EA}, \text{H29} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 5746.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 173.27) - 2.5 \times 84.00 = 244.49 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 173.27) = 363.59 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 244.49 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 244.49 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 362.681 \times 1000000 / [8316.000 \times (571.725 - 206.271/3)]$$

$$= 86.710 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 8316.000/1000.0 + 7 \times 8316.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 571.7)/(7 \times 8316.000)]}$$

$$= 206.271 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 8316.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 130.9 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 4.0 \text{ EA}, \text{H29} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 5746.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 86.71) - 2.5 \times 84.00 = 698.20 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 86.71) = 726.56 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 698.20 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 698.20 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9) 우측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 855.136 \times 1000000 / [8316.000 \times (669.101 - 226.898/3)] \\ = 173.270 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 8316.000/1000.0 + 7 \times 8316.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 669.1/(7 \times 8316.000))]} \\ = 226.898 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 8316.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 130.9 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 4.0 \text{ EA}, \text{H29} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 5746.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 173.27) - 2.5 \times 84.00 = 244.49 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 173.27) = 363.59 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 244.49 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 244.49 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

10) 부상방지턱 좌측

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 95.509 \times 1000000 / [794.400 \times (920.000 - 95.745/3)] \\ = 135.379 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 920.0/(7 \times 794.400))]} \\ = 95.745 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 16/2 = 72.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 135.38) - 2.5 \times 72.00 = 401.70 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 135.38) = 465.36 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 401.70 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 401.70 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

11) 부상방지턱 우측

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 95.495 \times 1000000 / [794.400 \times (920.000 - 95.745/3)] \\ = 135.359 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 920.0 / (7 \times 794.400)} \\ = 95.745 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 16/2 = 72.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 135.36) - 2.5 \times 72.00 = 401.79 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 135.36) = 465.43 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 401.79 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 401.79 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

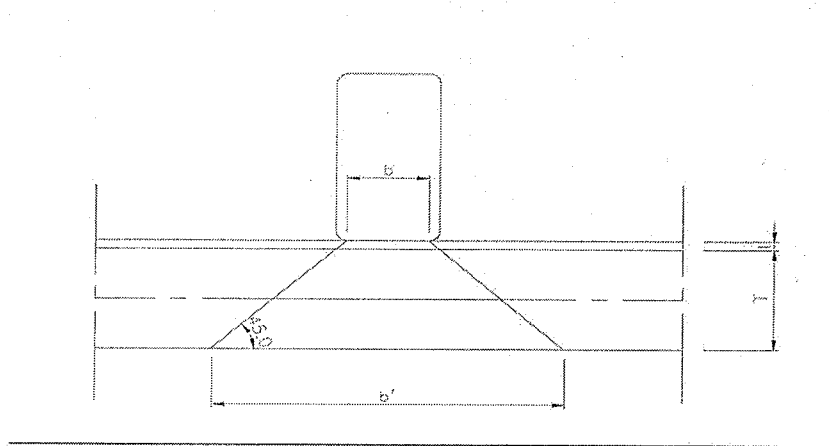
1) 고정하중

$$- \text{구체자중} = (511.750 + 256.315) / 11.165.090 \text{ kN/m}^2$$

$$- \text{암거아스콘포장} = 0.08 \times 23.00 = 1.840 \text{ kN/m}^2$$

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

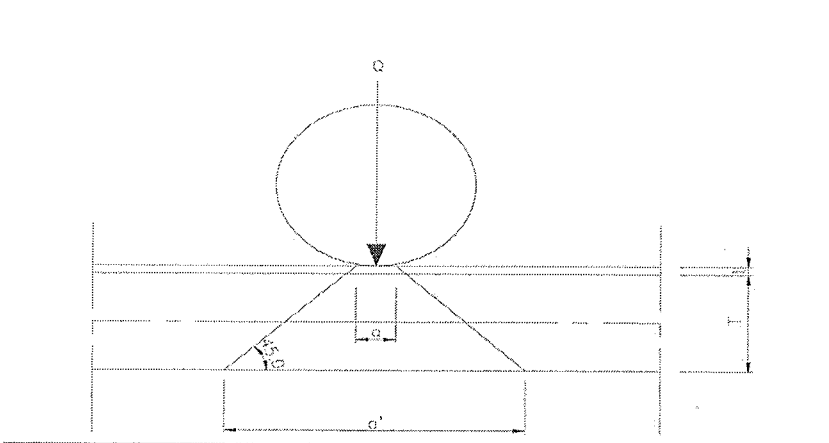


$$t = 80 \text{ mm} \text{ (암거내부 포장두께)}$$

$$T = 1000 \text{ mm} \text{ (하부 슬래브 두께)}$$

$$b' = 0.500 + 2 \times (1.000 + 0.080) \times \cot 45^\circ$$

$$= 2.660 \text{ m}$$



$$a' = 0.200 + 2 \times (1.000 + 0.080) \times \cot 45^\circ$$

$$= 2.360 \text{ m}$$

$$Q_z = 96.0 / (2.660 \times 2.360) = 15.292 \text{ kN/m}^2$$

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= 65.09 + 1.84 + 15.29 \\ &= 82.223 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2) 지반의 허용연직지지력

$$Q_a = 502.69 \text{ kN/m}^2 \geq Q_{\max} = 82.223 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	: 10.200 × 1.000 × 25.000	= 255.000 kN/m
- 벽체	: 0.450 × 4.081 × 25.000 × 2	= 91.823 kN/m
	: 0.161 × 3.381 × 25.000 / 2 × 2	= 13.609 kN/m
	: 0.611 × 4.081 × 25.000 × 2	= 124.675 kN/m
	: 0.189 × 4.081 × 25.000 / 2 × 2	= 19.283 kN/m
- 현치	: 0.200 × 2 × 25.000	= 10.000 kN/m
- 포장	: 7.400 × 0.080 × 23.000	= 13.616 kN/m
- 전단키	: 0.800 × 1.000 × 25.000 × 2	= 40.000 kN/m
- 토사(수위 이상)	: 0.800 × 1.000 × 19.000 × 2	= 30.400 kN/m
- 토사(수위 이하)	: 0.800 × 6.462 × 10.000 × 2	= 103.392 kN/m
- 수직수압	: 0.800 × 6.462 × 10.000 × 2	= 103.392 kN/m
$\therefore \Sigma$		= 805.188 kN/m

(2) 측면마찰력

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

※ 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

$$\begin{aligned} F1 &= K_u \times \gamma \times D1^2 \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 3.458 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F2 &= K_u \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma \times t + D2^2 \times \gamma_{\text{sub}}) \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 6.462 \times 19.000 + 6.462^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 120.680 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Sigma = 3.458 + 120.680 = 124.138 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 805.188 + 124.138 = 929.326 \text{ kN/m}$$

2) 부력

$$\begin{aligned} U &= B \times h_s \times \gamma_w \quad (\text{여기서, } h_s = \text{지하수위 심도}) \\ &= 11.800 \times 7.462 \times 10.000 \\ &= 880.516 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) 안정검토

$$\begin{aligned} F_s &= R / U \\ &= 929.326 / 880.516 \\ &= 1.055 > 1.05 \quad \therefore \text{OK} \rightarrow \text{부력안전성 확보} \end{aligned}$$

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -14.7 m (보링주상도 NNBB-11 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	: 10.200 × 1.000 × 25.000	= 255.000 kN/m
- 벽체	: 0.450 × 4.081 × 25.000 × 2	= 91.823 kN/m
	: 0.161 × 3.381 × 25.000 / 2 × 2	= 13.609 kN/m
	: 0.611 × 4.081 × 25.000 × 2	= 124.675 kN/m
	: 0.189 × 4.081 × 25.000 / 2 × 2	= 19.283 kN/m
- 헌치	: 0.200 × 2 × 25.000	= 10.000 kN/m
- 포장	: 7.400 × 0.080 × 23.000	= 13.616 kN/m
- 전단키	: 0.800 × 1.000 × 25.000 × 2	= 40.000 kN/m
- 토사(수위 이상)	: 0.800 × 14.700 × 19.000 × 2	= 446.880 kN/m
- 토사(수위 이하)	: 0.800 × -7.238 × 10.000 × 2	= -115.808 kN/m
- 수직수압	: 0.800 × -7.238 × 10.000 × 2	= -115.808 kN/m
∴ Σ		= 783.268 kN/m

(2) 측면마찰력

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

※ 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

$$\begin{aligned} F1 &= K_u \times \gamma_t \times D1^2 \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times 19.000 \times 14.700^2 \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 747.178 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F2 &= K_u \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma_t + D2^2 \times \gamma_{\text{sub}}) \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times (2 \times 14.700 \times -7.238 \times 19.000 + -7.238^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= -640.453 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Sigma = 747.178 + -640.453 = 106.725 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 783.268 + 106.725 = 889.993 \text{ kN/m}$$

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

㉠ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 $F_s = 1.1$ (R/B)

일반적으로 굴착지면의 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

$$H = \frac{295.000}{11.800 \times 10.000 \times 1.100} = 2.273 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.273 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{448.957}{11.800 \times 10.000 \times 1.100} = 3.459 \text{ m}$$

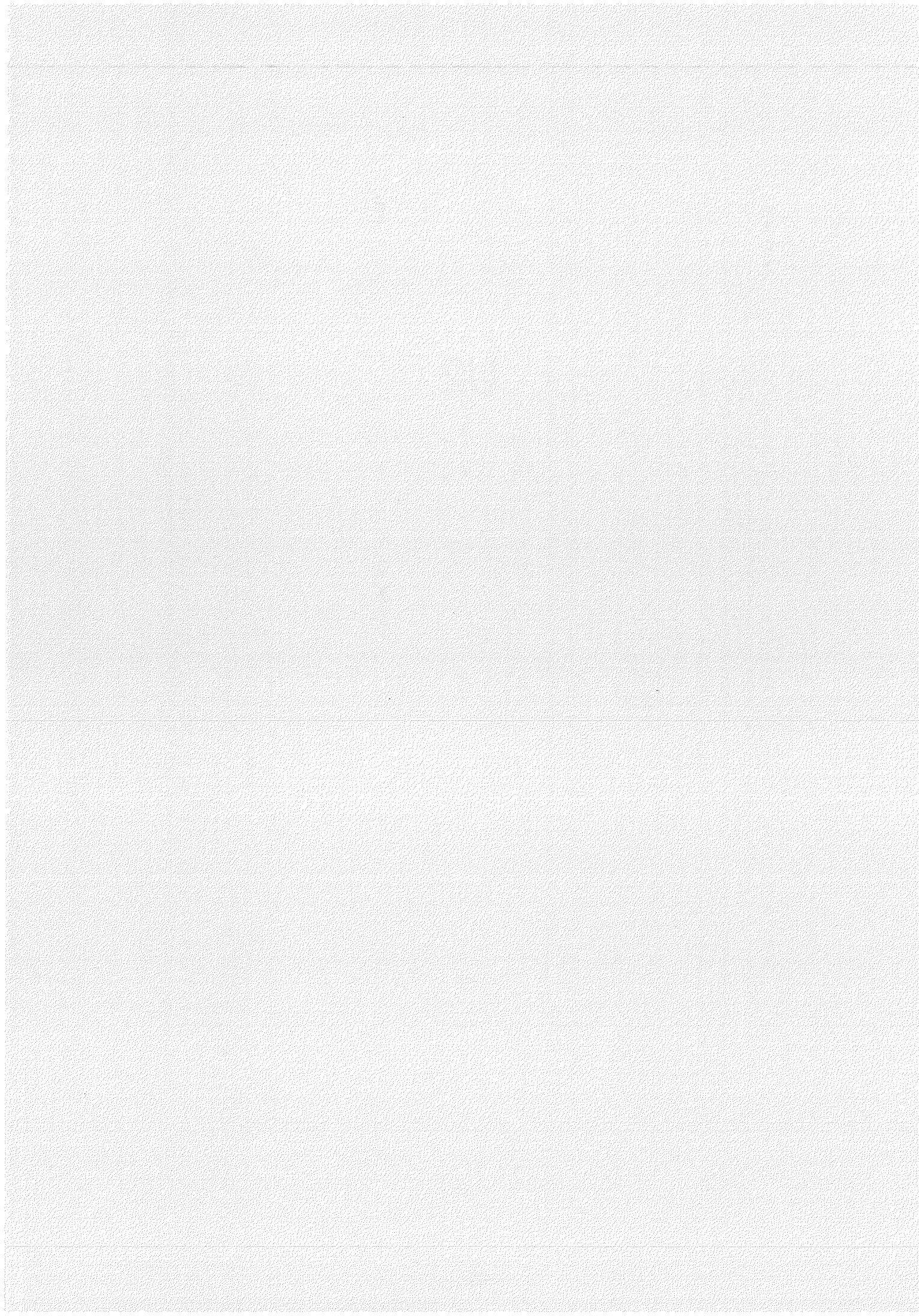
∴ 구조물 저면으로 부터 3.459 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{554.388}{11.800 \times 10.000 \times 1.100} = 4.271 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.271 m 이하유지

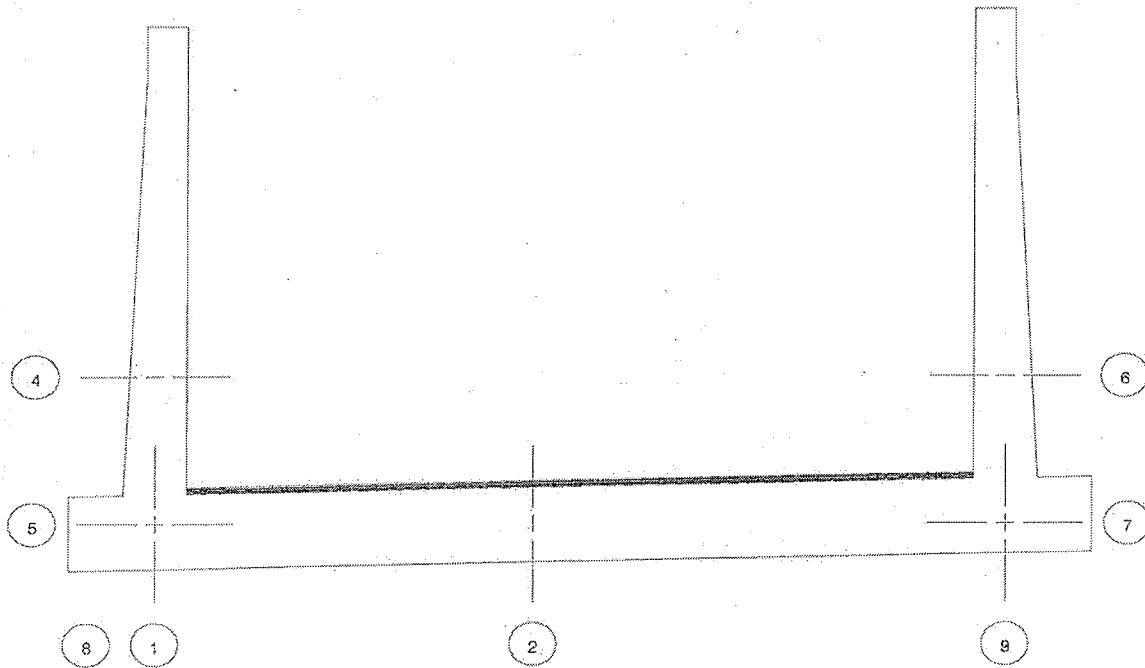
U2



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 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	
하 부 슬 래 브	1 경 간	좌측	1	1000	800	711.68	1187.62	2695.63	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.67
		좌측(배수 구단면)	1	1000	646	565.50	790.68	3210.80	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.40
		중앙부 (상면)	2	1000	820	281.03	435.48	1019.03	H16 - 8.0EA	1588.80	1.55
		중앙부 (하면)	2	1000	800	220.19	414.06	816.80	H22 - 4.0EA	1548.40	1.88
		우측	3	1000	800	711.67	1187.62	2695.58	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.67
좌 측 벽 체	1 층	중앙부	4	1000	537	310.05	776.99	1746.92	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	2.51
		하부	5	1000	600	697.88	875.07	3610.27	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.25
우 측 벽 체	1 층	중앙부	6	1000	529	309.36	763.38	1773.40	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	2.47
		하부	7	1000	600	701.19	875.07	3628.44	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.25
부 상 방 지 턱		좌측	8	1000	820	75.40	219.61	271.21	H16 - 4.0EA	794.40	2.91
		우측	9	1000	820	75.39	219.61	271.17	H16 - 4.0EA	794.40	2.91

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치		단면적비			0.0015hs			
			필요철근 량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		좌측 (배수구단면)	1	1292.0	1986.0	0.K	969.0	1986.0	0.K
		중앙부 (상면)	2	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		중앙부 (하면)	2	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		우측	3	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	1265.8	1688.9	0.K	949.3	1688.9	0.K
		하부	5	1375.7	1688.9	0.K	1031.8	1688.9	0.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	1265.8	1688.9	0.K	949.3	1688.9	0.K
		하부	7	1375.7	1688.9	0.K	1031.8	1688.9	0.K
부상 방지턱		좌측	8	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		우측	9	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.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		
하 부 슬 래 브	1 경 간	좌측	1	519.6	193.4	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		좌측 (배수구단면)	1	354.6	238.8	492.99	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		중앙부	2	532.6	116.9	636.50	2.00	-	H13	600	253.40	0.K
		우측	3	519.6	193.5	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
좌 측 벽 체	1 층	중앙부	4	348.9	184.8	485.08	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		하부	5	389.7	259.9	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
우 측 벽 체	1 층	중앙부	6	343.3	185.7	477.22	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		하부	7	389.7	259.9	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
부 상 방 지 턱		좌측	8	532.6	171.3	532.61	-	-	-	-	-	0.K
		우측	9	532.6	171.3	532.61	-	-	-	-	-	0.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	1 경간	좌측	1	800	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	390.366	0.K	3.123
		좌측(배수 구단면)	1	646	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	321.200	0.K	2.570
		중앙부 (상면)	2	820	H16 - 8.0EA	125	171.637	0.K	1.373
		중앙부 (하면)	2	800	H22 - 4.0EA	250	943.563	0.K	3.774
		우측	3	800	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	390.366	0.K	3.123
좌측벽체	1 층	중앙부	4	537	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	696.412	0.K	5.571
		하부	5	600	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	239.350	0.K	1.915
우측벽체	1 층	중앙부	6	529	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	680.943	0.K	5.448
		하부	7	600	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	239.419	0.K	1.915
부상방지턱		좌측	8	820	H16 - 4.0EA	250	836.498	0.K	3.346
		우측	9	820	H16 - 4.0EA	250	836.607	0.K	3.346

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp B U type (내공 : 8.6M × 5.638M, 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

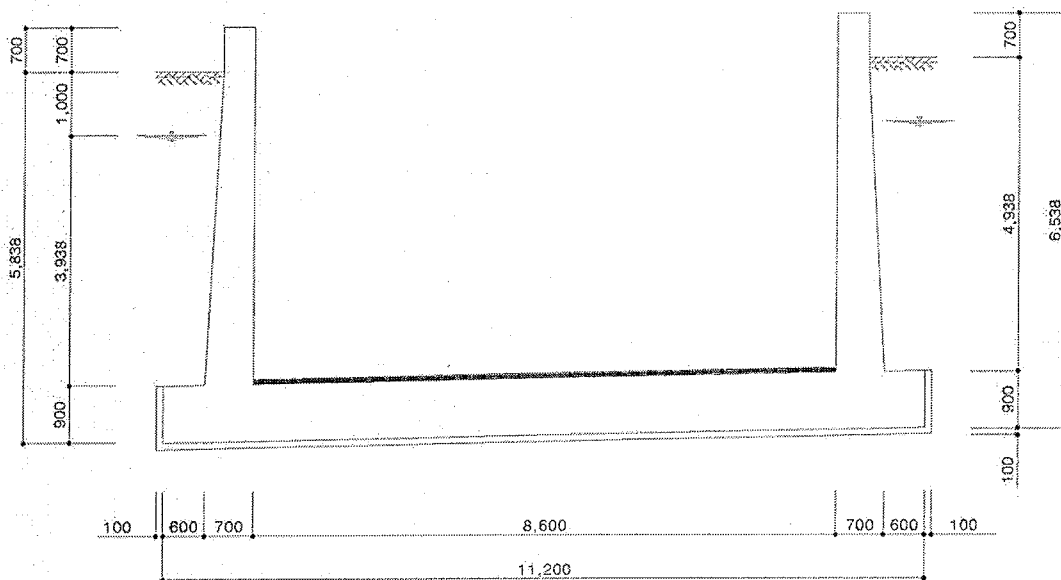
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단 면 가 정



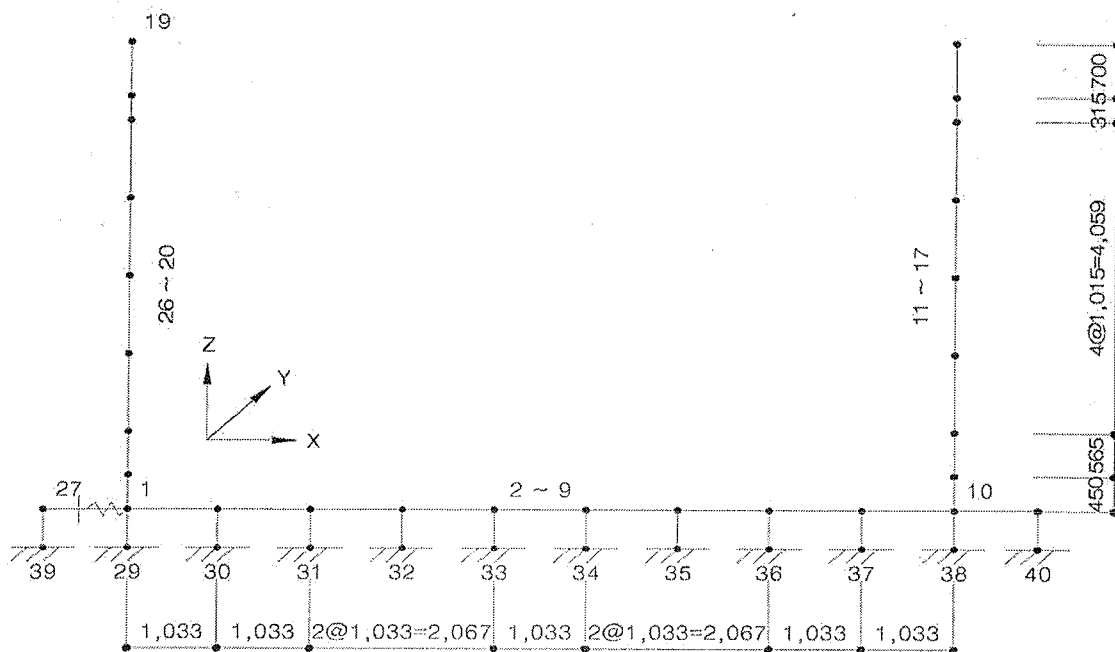
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

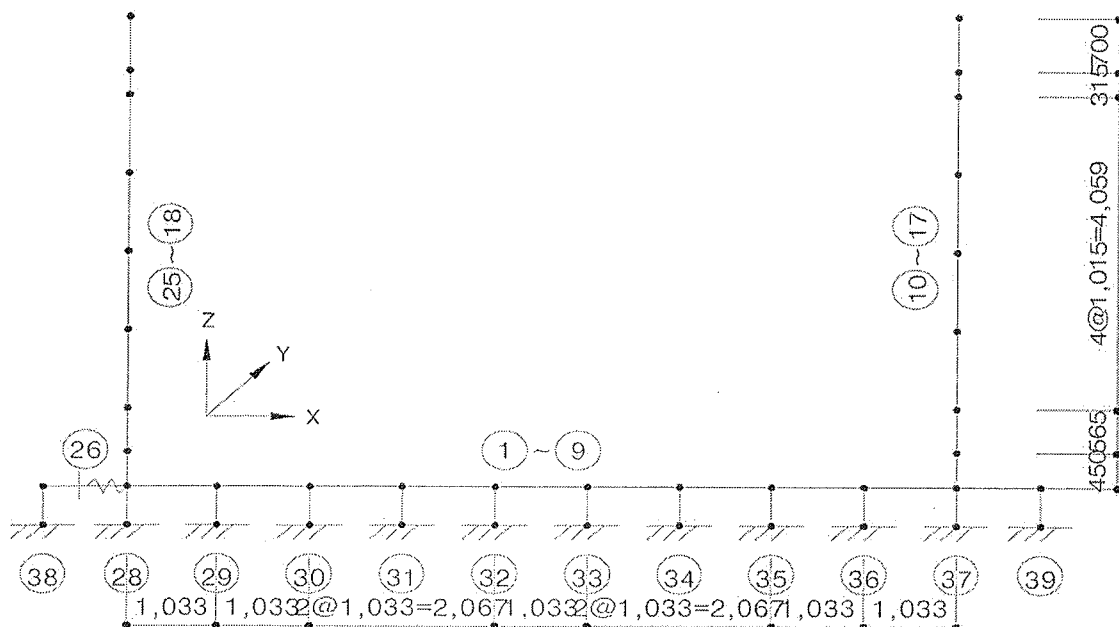
본 구조물과 같은 지하 막스는 증방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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 부채삽도



2) 단면제원

NO	A (m ²)	I (m ⁴)	부 재
1	0.900 × 1.000 = 0.900	0.06075	1~9, 26~27
9	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	17~18

NO	A (m ²)	I (m ⁴)	절 점
2	0.700 × 1.000 = 0.700	0.02858	10
3	0.697 × 1.000 = 0.697	0.02821	11, 26
4	0.668 × 1.000 = 0.668	0.02488	12, 25
5	0.617 × 1.000 = 0.617	0.01957	13, 24
6	0.566 × 1.000 = 0.566	0.01508	14, 23
7	0.514 × 1.000 = 0.514	0.01133	15, 22
8	0.463 × 1.000 = 0.463	0.00827	16, 21

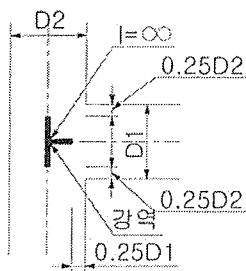
NO	Section(Tapper)	부 재
10	SEC 2 ~ 3	10
11	SEC 3 ~ 4	11
12	SEC 4 ~ 5	12
13	SEC 5 ~ 6	13
14	SEC 6 ~ 7	14
15	SEC 7 ~ 8	15
16	SEC 8 ~ 9	16
17	SEC 9 ~ 8	19
18	SEC 8 ~ 7	20
19	SEC 7 ~ 6	21
20	SEC 6 ~ 5	22
21	SEC 5 ~ 4	23
22	SEC 4 ~ 3	24
23	SEC 3 ~ 2	25

3) 단면좌표

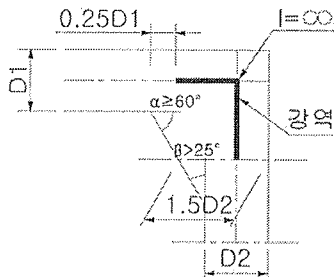
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.950	0.500	21	0.950	5.573
2	1.983	0.500	22	0.950	4.559
3	3.017	0.500	23	0.950	3.544
4	4.050	0.500	24	0.950	2.529
5	5.083	0.500	25	0.950	1.515
6	6.117	0.500	26	0.950	0.950
7	7.150	0.500	27	0.000	0.500
8	8.183	0.500	28	11.200	0.500
9	9.217	0.500	29	0.950	0.000
10	10.250	0.500	30	1.983	0.000
11	10.250	0.950	31	3.017	0.000
12	10.250	1.515	32	4.050	0.000
13	10.250	2.529	33	5.083	0.000
14	10.250	3.544	34	6.117	0.000
15	10.250	4.559	35	7.150	0.000
16	10.250	5.573	36	8.183	0.000
17	10.250	5.888	37	9.217	0.000
18	10.250	6.588	38	10.250	0.000
19	0.950	6.588	39	0.000	0.000
20	0.950	5.888	40	11.200	0.000

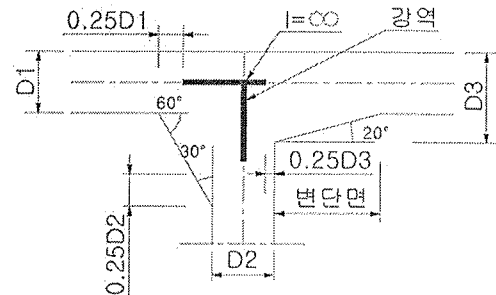
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 700 / 2 - 0.25 \times 900 = 125 \text{ mm}$$

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 900 / 2 - 0.25 \times 700 = 275 \text{ mm}$$

(3) 10 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 700 / 2 - 0.25 \times 900 = 125 \text{ mm}$$

(4) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 900 / 2 - 0.25 \times 700 = 275 \text{ mm}$$

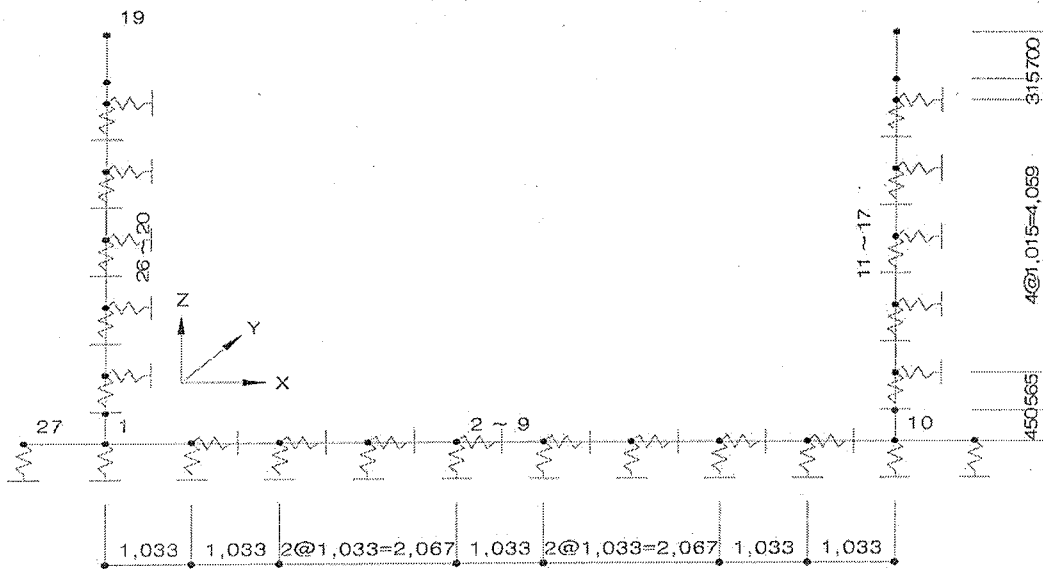
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

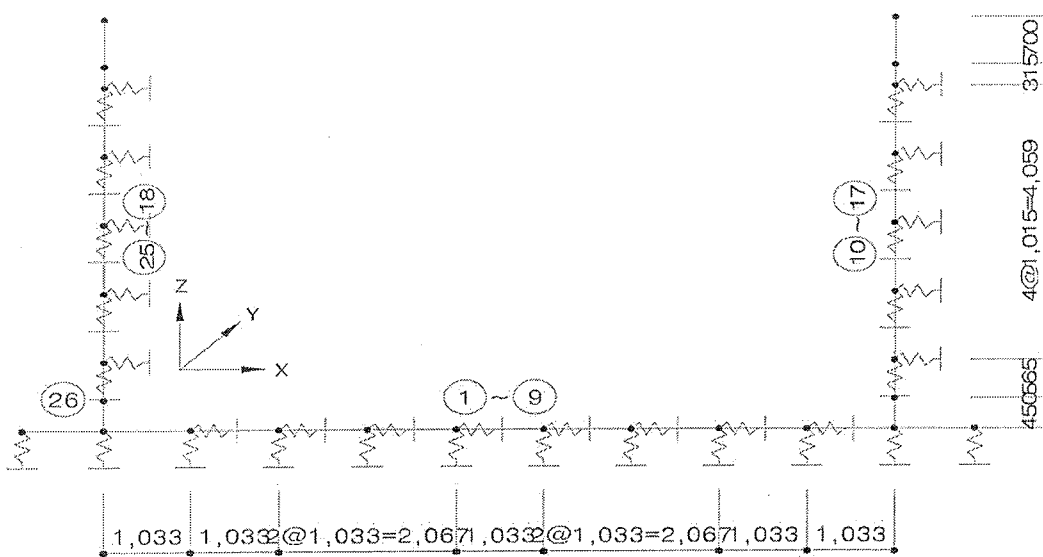
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연속지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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	0.900 × 1.000 = 0.900	0.06075	1~9, 26~27
9	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	17~18

NO	A (m ²)	I (m ⁴)	절 점
2	0.700 × 1.000 = 0.700	0.02858	10
3	0.697 × 1.000 = 0.697	0.02821	11, 26
4	0.668 × 1.000 = 0.668	0.02488	12, 25
5	0.617 × 1.000 = 0.617	0.01957	13, 24
6	0.566 × 1.000 = 0.566	0.01508	14, 23
7	0.514 × 1.000 = 0.514	0.01133	15, 22
8	0.463 × 1.000 = 0.463	0.00827	16, 21

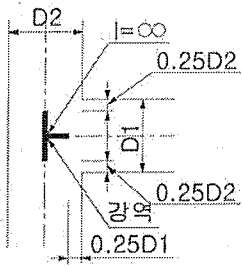
NO	Section(Tapper)	부 재
10	SEC 2 ~ 3	10
11	SEC 3 ~ 4	11
12	SEC 4 ~ 5	12
13	SEC 5 ~ 6	13
14	SEC 6 ~ 7	14
15	SEC 7 ~ 8	15
16	SEC 8 ~ 9	16
17	SEC 9 ~ 8	19
18	SEC 8 ~ 7	20
19	SEC 7 ~ 6	21
20	SEC 6 ~ 5	22
21	SEC 5 ~ 4	23
22	SEC 4 ~ 3	24
23	SEC 3 ~ 2	25

3) 단면좌표

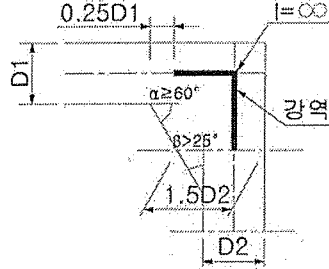
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.950	0.000	15	10.250	4.059
2	1.983	0.000	16	10.250	5.073
3	3.017	0.000	17	10.250	5.388
4	4.050	0.000	18	10.250	6.088
5	5.083	0.000	19	0.950	6.088
6	6.117	0.000	20	0.950	5.388
7	7.150	0.000	21	0.950	5.073
8	8.183	0.000	22	0.950	4.059
9	9.217	0.000	23	0.950	3.044
10	10.250	0.000	24	0.950	2.029
11	10.250	0.450	25	0.950	1.015
12	10.250	1.015	26	0.950	0.450
13	10.250	2.029	27	0.000	0.000
14	10.250	3.044	28	11.200	0.000

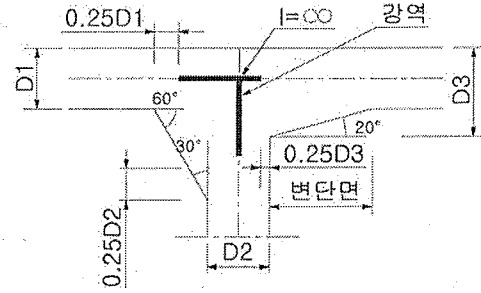
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 1 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 700 / 2 - 0.25 \times 900 = 125 \text{ mm}$$

(2) 1 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 900 / 2 - 0.25 \times 700 = 275 \text{ mm}$$

(3) 10 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 700 / 2 - 0.25 \times 900 = 125 \text{ mm}$$

(4) 10 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 900 / 2 - 0.25 \times 700 = 275 \text{ mm}$$

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 = E_0 의 산정방법에 대한 보정계수

E_0 = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (K_v)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

여기서,
$$K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

E_0 : 지반탄성계수 (kN/m^2)

$$\alpha = 1$$

$$E_0 = 28000.00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{지반보고서 참조})$$

$$B_v = \sqrt{B \times B} = \sqrt{11.200 \times 11.200} = 11.20 \text{ m} \quad (L > B)$$

$$K_{v0} = 1 / 0.3 \times 1 \times 28000 = 93330.00 \text{ kN/m}^3$$

$$K_v = 93330.000 \times (11.200 / 0.3)^{-3/4} = 6179.43 \text{ kN/m}^3$$

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (0.950/2 + 1.033/2) = 6128 \text{ kN/m}$	1.10
Kv2	$K_v \times (1.033/2 + 1.033/2) = 6385 \text{ kN/m}$	2~9
Kv3	$K_v \times (0.000/2 + 0.475/2) = 1468 \text{ kN/m}$	27.28
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 = E_0 의 산정방법에 대한 보정계수

E_0 = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (K_v)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

E_0 : 지반탄성계수 (kN/m^2)

$$\alpha = 2$$

$$E_0 = 28000.00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{지반보고서 참조})$$

(1) 하부슬래브 : 제2토층, 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

$$E_0 = 28000.000 \text{ kN/m}^2$$

$$B_v = \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(11.200 \times 11.200)} = 11.200 \text{ m}$$

$$K_{v0} = 1 / 0.3 \times \alpha \times E_0 = 1 / 0.3 \times 2 \times 28000.0 = 186666.67 \text{ kN/m}^3$$

$$K_v = 186666.670 \times (11.200 / 0.3)^{-3/4} = 12359.31 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 12359.310 = 4119.77 \text{ kN/m}^3$$

(2) 측벽 : 제1토층, 성토재

① 수평방향 지반반력계수

$$E_0 = 28000.000 \text{ kN/m}^2$$

$$B_v = \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(5.838 \times 5.838)} = 5.838 \text{ m}$$

$$K_{h0} = 1 / 0.3 \times \alpha \times E_0 = 1 / 0.3 \times 2 \times 28000.0 = 186666.67 \text{ kN/m}^3$$

$$K_h = 186666.670 \times (5.838 / 0.3)^{-3/4} = 20146.97 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 20146.970 = 6715.66 \text{ kN/m}^3$$

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

$$E_0 = 28000.000 \text{ kN/m}^2$$

$$B_v = \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(5.838 \times 5.838)} = 5.838 \text{ m}$$

$$K_{ho} = 1 / 0.3 \times \alpha \times 1 = 1 / 0.3 \times 2 \times 28000.0 = 186666.67 \text{ kN/m}^3$$

$$K_h = 186666.670 \times (5.838 / 0.3)^{-3/4} = 20146.97 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 20146.970 = 6715.66 \text{ kN/m}^3$$

(4) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

$$E_0 = 28000.000 \text{ kN/m}^2$$

$$B_v = \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(5.838 \times 5.838)} = 5.838 \text{ m}$$

$$K_{ho} = 1 / 0.3 \times \alpha \times 1 = 1 / 0.3 \times 2 \times 28000.0 = 186666.67 \text{ kN/m}^3$$

$$K_h = 186666.670 \times (5.838 / 0.3)^{-3/4} = 20146.97 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 20146.970 = 6715.66 \text{ kN/m}^3$$

(5) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
K_{h1}	$K_h \times (1.015/2 + 1.015/2) = 20443 \text{ kN/m}$	12~16.21~25
K_{ss1}	$K_{ss} \times (1.015/2 + 1.015/2) = 6814 \text{ kN/m}$	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
K_{v1}	$K_v \times (1.033/2 + 1.033/2) = 12771 \text{ kN/m}$	2~9
K_{sb1}	$K_{sb} \times (1.033/2 + 1.033/2) = 4257 \text{ kN/m}$	
K_{v2}	$K_v \times (0.000/2 + 0.475/2) = 2935 \text{ kN/m}$	27.28
K_{sb2}	$K_{sb} \times (0.000/2 + 0.475/2) = 978 \text{ kN/m}$	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
K_{v1}	$K_v \times (0.950/2 + 1.033/2) = 12256 \text{ kN/m}$	1, 10
K_{sb1}	$K_h \times (1.015/2 + 1.015/2) = 20443 \text{ kN/m}$	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 부상방지턱에 작용하는 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.080×23.00	= 1.840 kN/m^2
- 토사	: 4.858×19.00	= 92.302 kN/m^2
$\therefore \text{Total We1}$		= 94.142 kN/m^2

② 부상방지턱에 작용하는 고정하중 (지하수가 있을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.080×23.00	= 1.840 kN/m^2
- 흙(지하수위 이상)	: 0.920×19.00	= 17.480 kN/m^2
- 흙(지하수위 이하)	: 3.938×10.00	= 39.380 kN/m^2
$\therefore \text{Total We2}$		= 58.700 kN/m^2

3) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

$$- \text{WH} = 10.000 \times 0.500 = 5.000 \text{ kN/m}^2$$

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1	= $0.080 \times 23.000 \times 0.500$	= 0.920 kN/m^2
Wh2	= $0.920 + 0.235 \times 19.000 \times 0.500$	= 3.150 kN/m^2
Wh3	= $3.150 + 1.015 \times 19.000 \times 0.500$	= 12.789 kN/m^2
Wh4	= $12.789 + 1.015 \times 19.000 \times 0.500$	= 22.429 kN/m^2
Wh5	= $22.429 + 1.015 \times 19.000 \times 0.500$	= 32.069 kN/m^2
Wh6	= $32.069 + 1.015 \times 19.000 \times 0.500$	= 41.708 kN/m^2
Wh7	= $41.708 + 0.565 \times 19.000 \times 0.500$	= 47.073 kN/m^2
Wh8	= $47.073 + 0.450 \times 19.000 \times 0.500$	= 51.348 kN/m^2

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1	= $0.080 \times 23.000 \times 0.500$	= 0.920 kN/m^2
Wh2	= $0.920 + 0.235 \times 19.000 \times 0.500$	= 3.150 kN/m^2
Wh3	= $3.150 + 0.685 \times 19.000 \times 0.500$	= 9.660 kN/m^2
Wh4	= $9.660 + 0.329 \times 10.000 \times 0.500$	= 11.307 kN/m^2
Wh5	= $11.307 + 1.015 \times 10.000 \times 0.500$	= 16.380 kN/m^2
Wh6	= $16.380 + 1.015 \times 10.000 \times 0.500$	= 21.453 kN/m^2
Wh7	= $21.453 + 1.015 \times 10.000 \times 0.500$	= 26.527 kN/m^2
Wh8	= $26.527 + 0.565 \times 10.000 \times 0.500$	= 29.350 kN/m^2
Wh9	= $29.350 + 0.450 \times 10.000 \times 0.500$	= 31.600 kN/m^2

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

$$\begin{aligned} Ww1 &= 0.329 \times 10.000 &= 3.293 \text{ kN/m}^2 \\ Ww2 &= 3.293 + 1.015 \times 10.000 &= 13.440 \text{ kN/m}^2 \\ Ww3 &= 13.440 + 1.015 \times 10.000 &= 23.587 \text{ kN/m}^2 \\ Ww4 &= 23.587 + 1.015 \times 10.000 &= 33.733 \text{ kN/m}^2 \\ Ww5 &= 33.733 + 0.565 \times 10.000 &= 39.380 \text{ kN/m}^2 \\ Ww6 &= 39.380 + 0.450 \times 10.000 &= 43.880 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

② 하부슬래브에 작용하는 하중

$$- Ww7 = (5.838 - 1.000) \times 10.000 = 48.380 \text{ kN/m}^2$$

③ 부상방지턱에 작용하는 하중

$$- Ww8 = (4.938 - 1.000) \times 10.000 = 39.380 \text{ kN/m}^2$$

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

$$\begin{aligned} - \text{건조수축계수} & \quad \varepsilon = 15 \times 10^{-5} \\ - \text{온도선판창 계수} & \quad \alpha = 1.0 \times 10^{-5} \end{aligned}$$

$$- \Delta T = - \frac{\varepsilon}{\alpha} = 15^\circ \text{ C}$$

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	:	2.898°
δ	=	벽면마찰각	:	0.000°
kh	=	설계수평진도	:	0.154
θ	=	$\tan^{-1}(kh/(1-kv)), kv =$	:	8.755

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

= 0.464

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

ϕ	=	뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	=	뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	=	벽배면과 연직면이 이루는각	:	2.898°
δ	=	벽면마찰각	:	0.000°
kh	=	설계수평진도	:	0.063
θ	=	$\tan^{-1}(kh/(1-kv)), kv =$	:	3.605

$$K_{EA} = \frac{= 0.400 \quad \cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)}} \right]^2}$$

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

$$\begin{aligned}
 Wh1 &= 0.080 \times 23.000 \times 0.456 &= 0.839 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh2 &= 0.839 + 0.235 \times 19.000 \times 0.456 &= 2.872 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh3 &= 2.872 + 1.015 \times 19.000 \times 0.456 &= 11.664 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh4 &= 11.664 + 1.015 \times 19.000 \times 0.456 &= 20.455 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh5 &= 20.455 + 1.015 \times 19.000 \times 0.456 &= 29.247 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh6 &= 29.247 + 1.015 \times 19.000 \times 0.456 &= 38.038 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh7 &= 38.038 + 0.565 \times 19.000 \times 0.456 &= 42.930 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh8 &= 42.930 + 0.450 \times 19.000 \times 0.456 &= 46.829 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

$$\begin{aligned}
 Wh1 &= 0.080 \times 23.000 \times 0.392 &= 0.721 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh2 &= 0.721 + 0.235 \times 19.000 \times 0.392 &= 2.469 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh3 &= 2.469 + 1.015 \times 19.000 \times 0.392 &= 10.027 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh4 &= 10.027 + 1.015 \times 19.000 \times 0.392 &= 17.584 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh5 &= 17.584 + 1.015 \times 19.000 \times 0.392 &= 25.142 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh6 &= 25.142 + 1.015 \times 19.000 \times 0.392 &= 32.699 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh7 &= 32.699 + 0.565 \times 19.000 \times 0.392 &= 36.905 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh8 &= 36.905 + 0.450 \times 19.000 \times 0.392 &= 40.257 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

$$\begin{aligned}
 Wh1 &= 0.080 \times 23.000 \times 0.456 &= 0.839 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh2 &= 0.839 + 0.235 \times 19.000 \times 0.456 &= 2.872 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh3 &= 2.872 + 0.685 \times 19.000 \times 0.456 &= 8.810 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh4 &= 8.810 + 0.329 \times 10.000 \times 0.456 &= 10.312 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh5 &= 10.312 + 1.015 \times 10.000 \times 0.456 &= 14.939 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh6 &= 14.939 + 1.015 \times 10.000 \times 0.456 &= 19.566 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh7 &= 19.566 + 1.015 \times 10.000 \times 0.456 &= 24.193 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh8 &= 24.193 + 0.565 \times 10.000 \times 0.456 &= 26.768 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh9 &= 26.768 + 0.450 \times 10.000 \times 0.456 &= 28.820 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

$$\begin{aligned}
 Wh1 &= 0.080 \times 23.000 \times 0.392 &= 0.721 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh2 &= 0.721 + 0.235 \times 19.000 \times 0.392 &= 2.469 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh3 &= 2.469 + 0.685 \times 19.000 \times 0.392 &= 7.573 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh4 &= 7.573 + 0.329 \times 10.000 \times 0.392 &= 8.864 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh5 &= 8.864 + 1.015 \times 10.000 \times 0.392 &= 12.842 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh6 &= 12.842 + 1.015 \times 10.000 \times 0.392 &= 16.820 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh7 &= 16.820 + 1.015 \times 10.000 \times 0.392 &= 20.797 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh8 &= 20.797 + 0.565 \times 10.000 \times 0.392 &= 23.011 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh9 &= 23.011 + 0.450 \times 10.000 \times 0.392 &= 24.775 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

8) 구체 관성력

$$f_i = A_i \times r_{con} \times c \times KH$$

① 하부슬래브

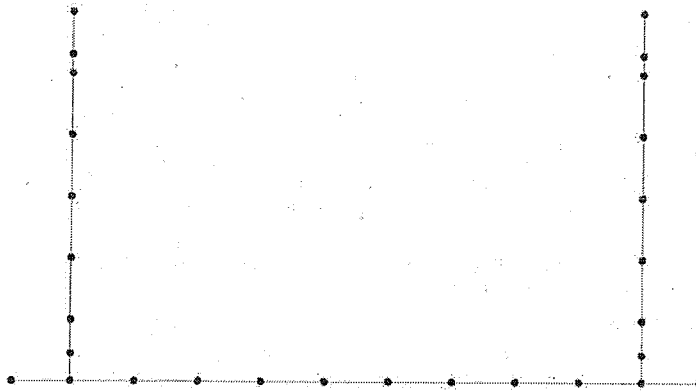
기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
fb = 0.900 × 25.000 × 0.063 = 1.417	fb = 0.900 × 25.000 × 0.154 = 3.465

② 측벽

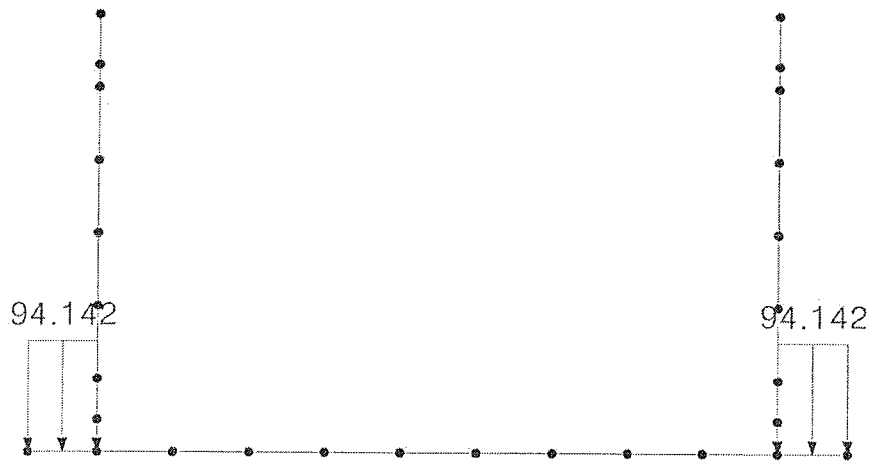
기능수행수준 (kN/m ²)	붕괴방지수준 (kN/m ²)
f1 = $0.450 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.709	f1 = $0.450 \times 25.000 \times 0.154$ = 1.732
f2 = $0.450 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.709	f2 = $0.450 \times 25.000 \times 0.154$ = 1.732
f3 = $0.466 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.734	f3 = $0.466 \times 25.000 \times 0.154$ = 1.794
f4 = $0.517 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.815	f4 = $0.517 \times 25.000 \times 0.154$ = 1.992
f5 = $0.569 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.896	f5 = $0.569 \times 25.000 \times 0.154$ = 2.189
f6 = $0.620 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.977	f6 = $0.620 \times 25.000 \times 0.154$ = 2.387
f7 = $0.671 \times 25.000 \times 0.063$ = 1.057	f7 = $0.671 \times 25.000 \times 0.154$ = 2.585
f8 = $0.700 \times 25.000 \times 0.063$ = 1.103	f8 = $0.700 \times 25.000 \times 0.154$ = 2.695
f9 = $0.700 \times 25.000 \times 0.063$ = 1.103	f9 = $0.700 \times 25.000 \times 0.154$ = 2.695

10. 하 중 재 하 (상시)

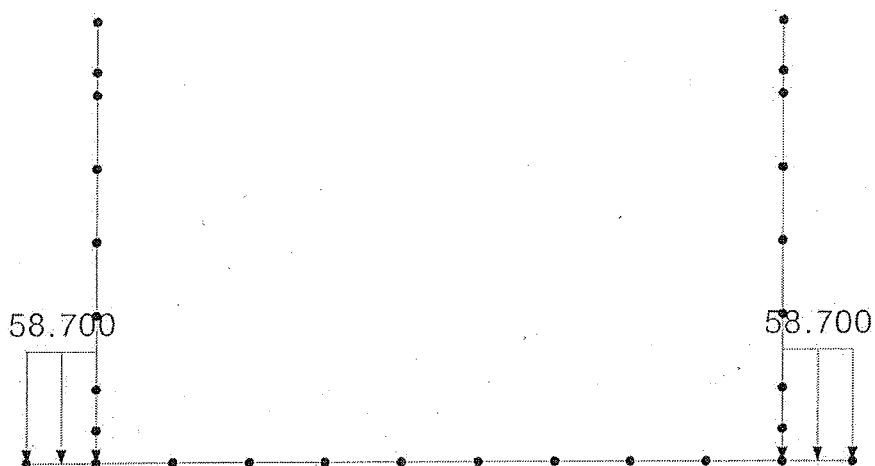
1) CASE1 - 구체자중 (SW)



2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無 (PAVE)



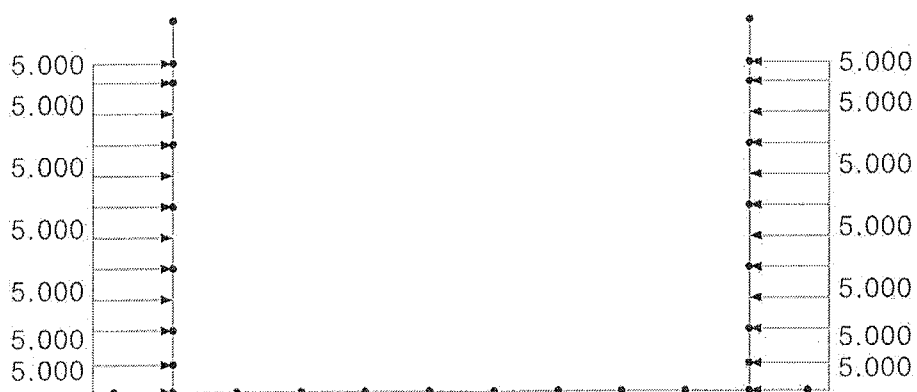
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有 (PAVEW)



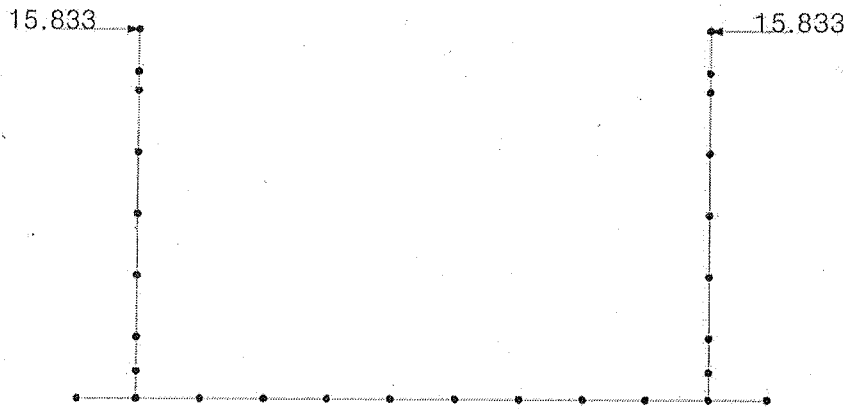
4) CASE4 - 상재활하중 (LIVEA)



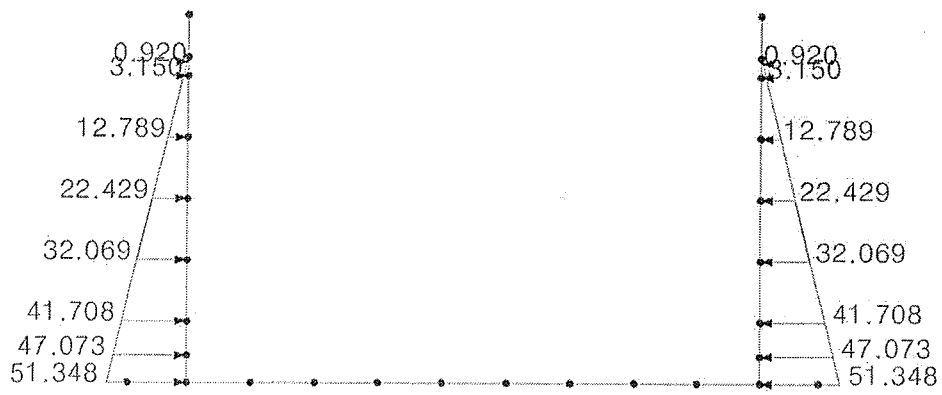
5) CASE5 - 상재활하중에 의한 수평하중 (LIVEAH)



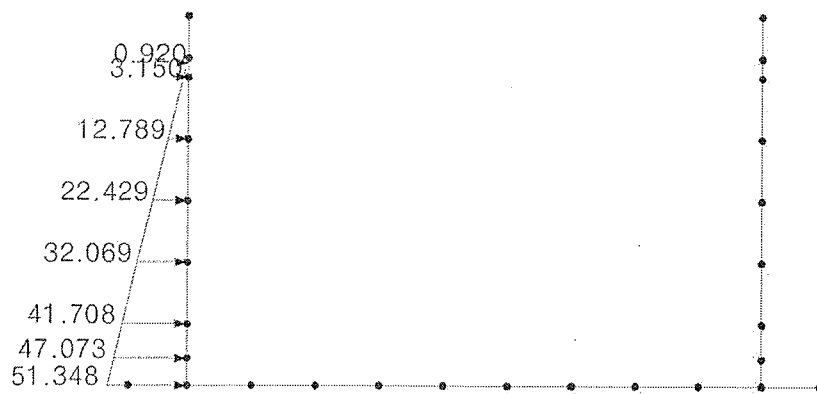
6) CASE6 - 총물하중(CL)



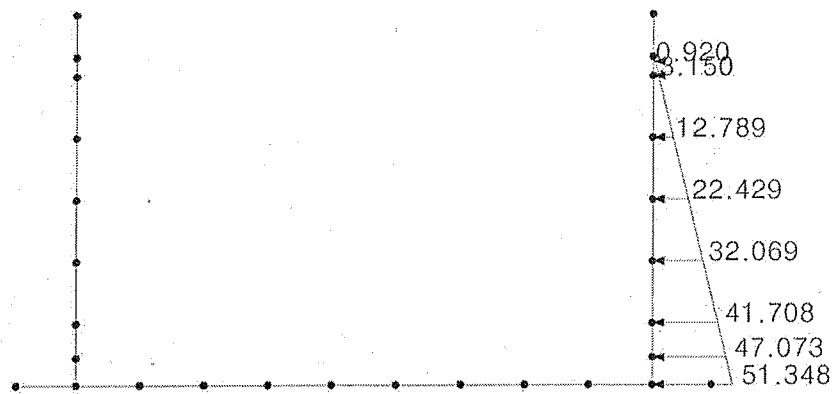
7) CASE7 - 양토압 : 지하수無(S01LB)



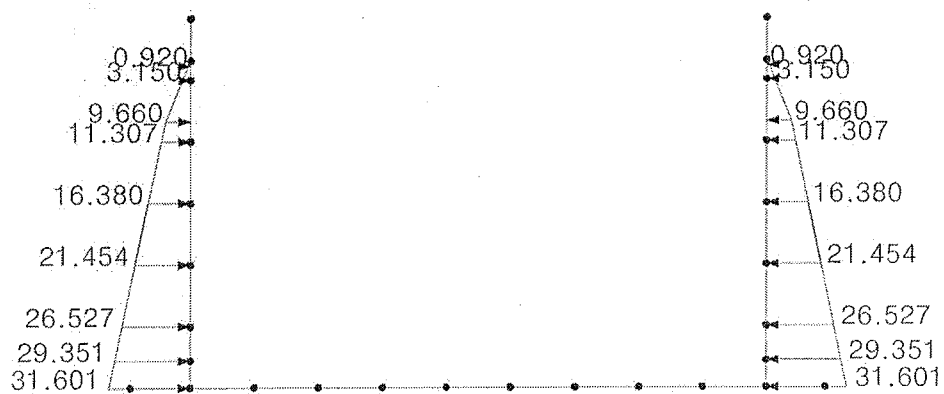
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수無(S01LL)



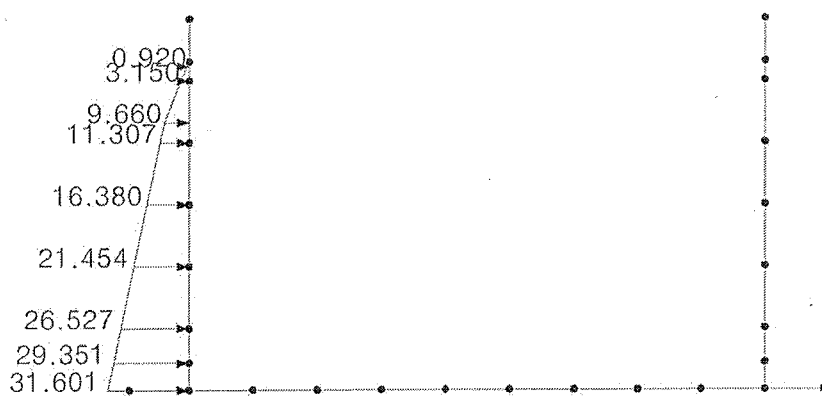
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



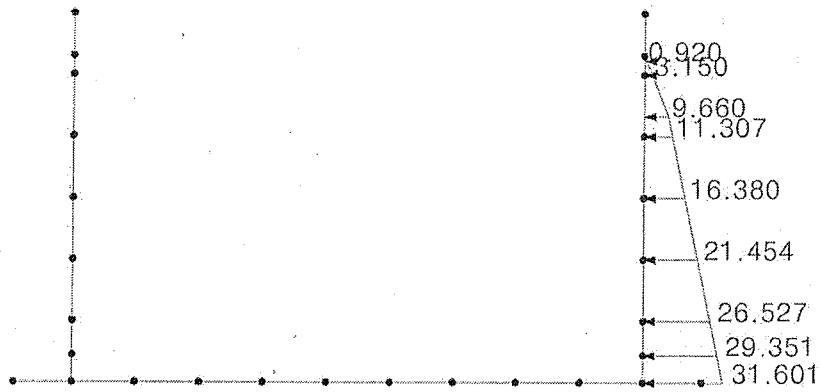
10) CASE10 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



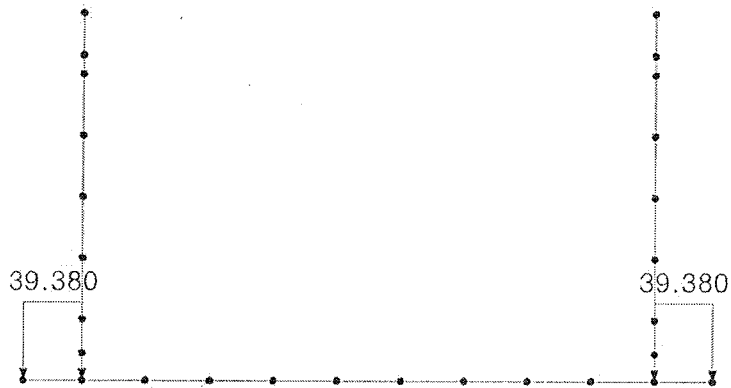
11) CASE11 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



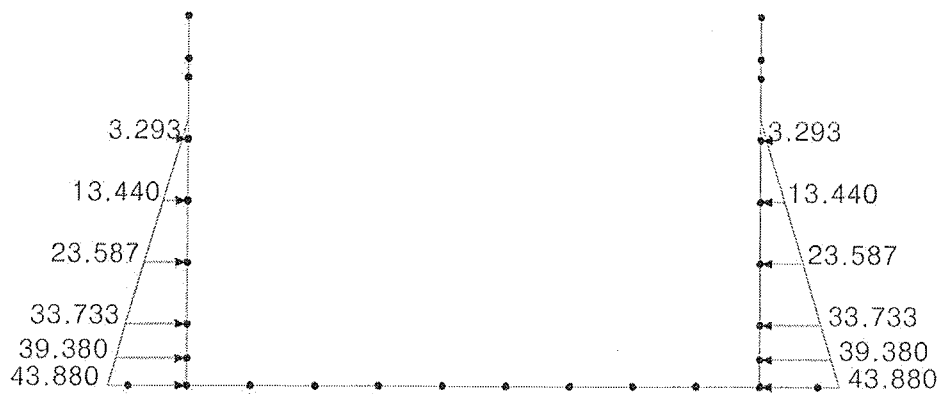
12) CASE12 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



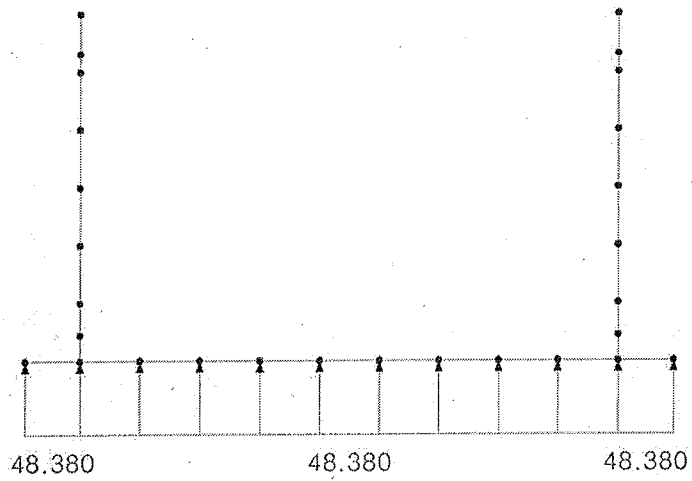
13) CASE13 - 연직수압(WATERV)



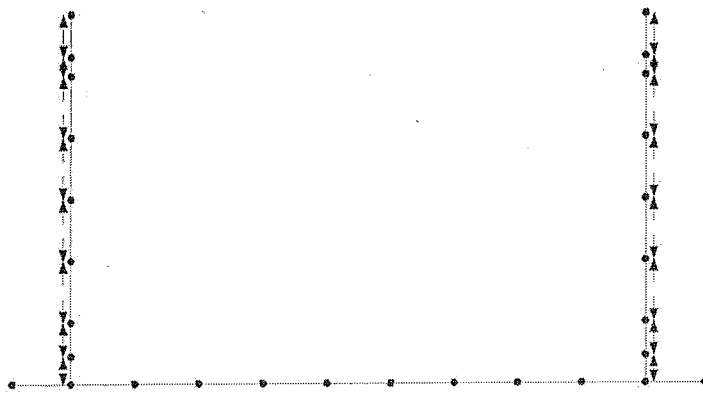
14) CASE14 - 수평수압(WATERH)



15) CASE15 - 부력(BUOYANCY)

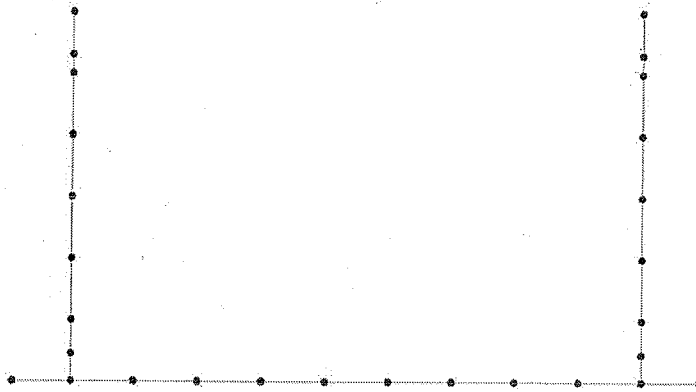


16) CASE16 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

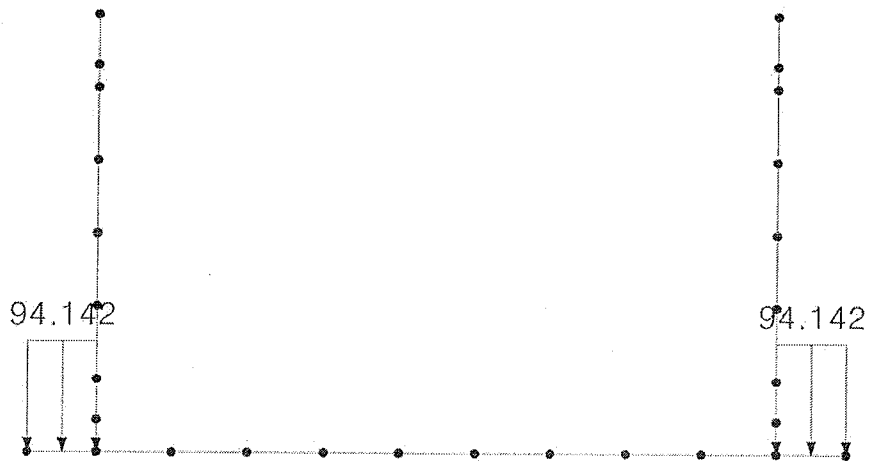


11. 하중 재하 (기능수행)

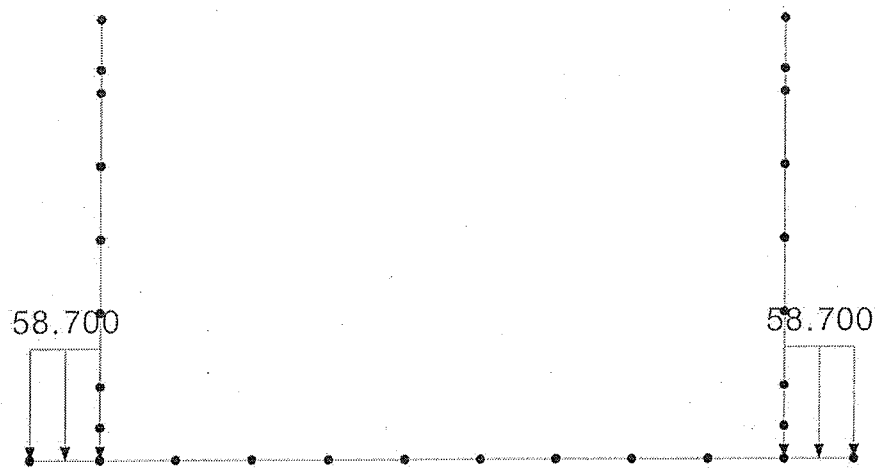
1) CASE1 - 구체자중(SW)



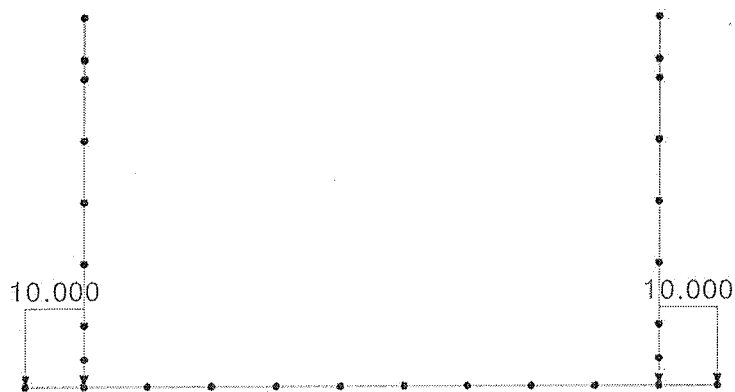
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



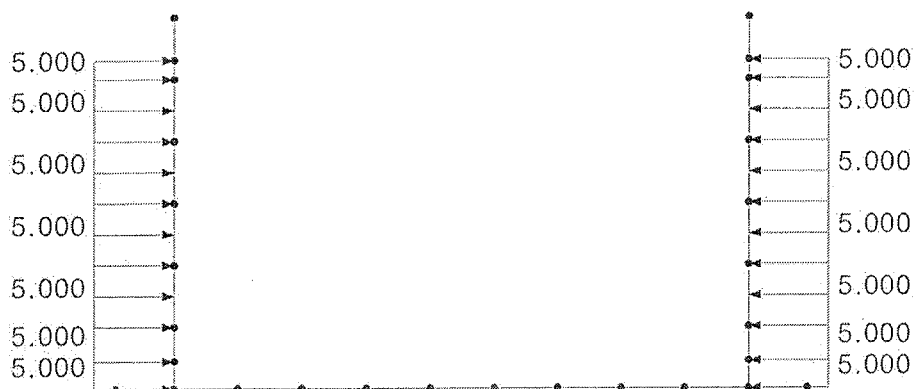
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有 (PAVEW)



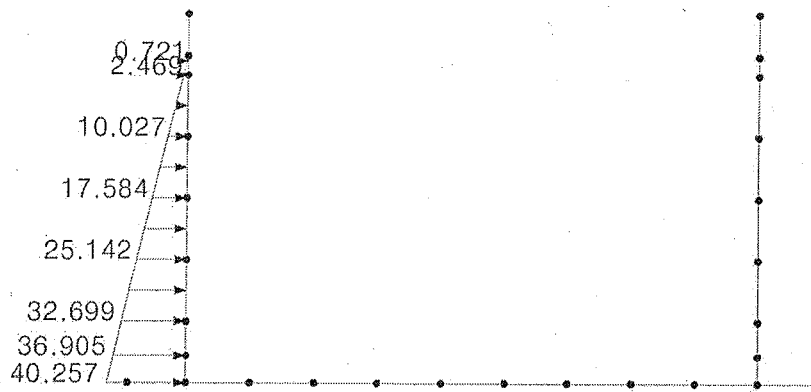
4) CASE4 - 지진시 상재활하중 (LIVEAE)



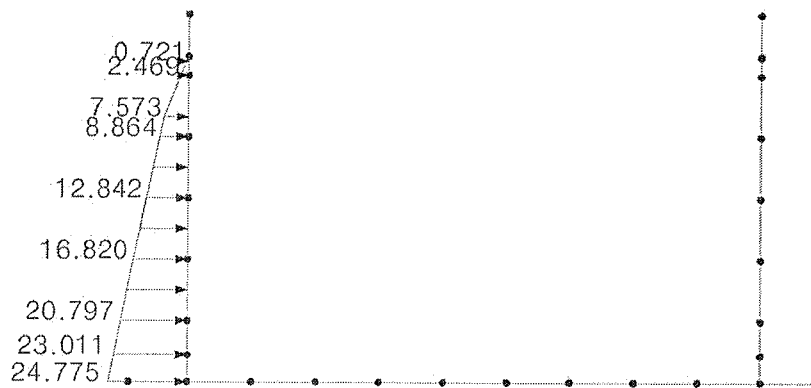
5) CASE5 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중 (LIVEAHE)



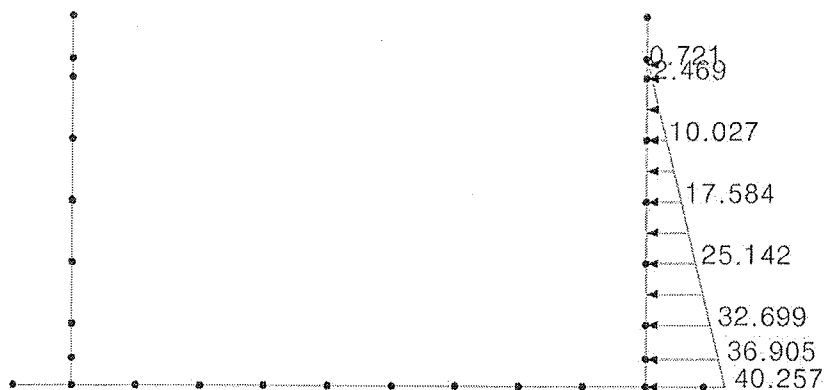
6) CASE6 - 지진시 편토압(좌측) 2(S01LLE2)



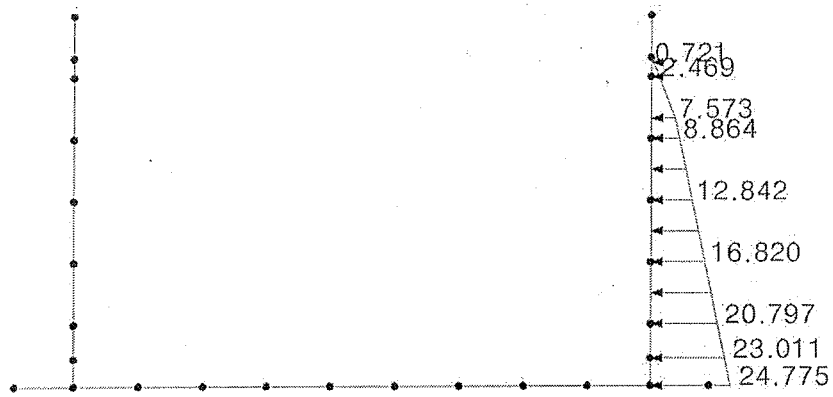
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(S01LLE2)



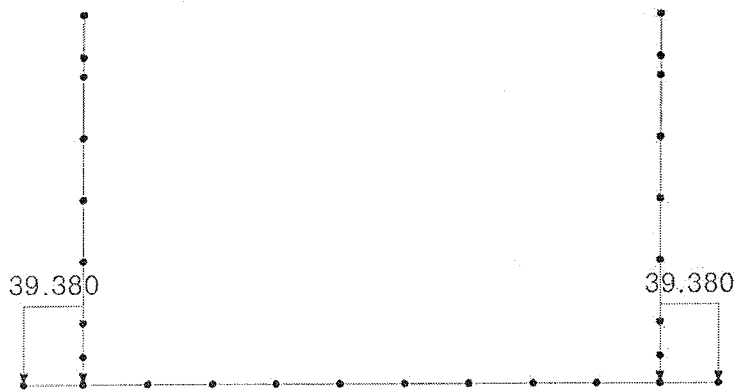
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(S01LRE2)



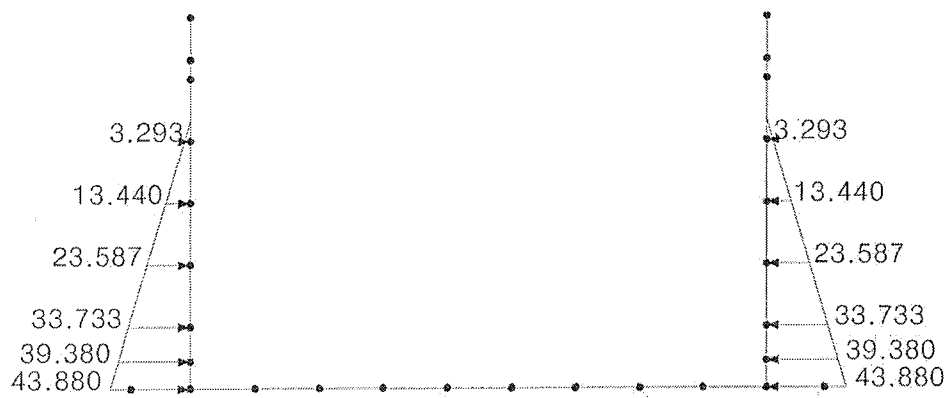
9) CASE9 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



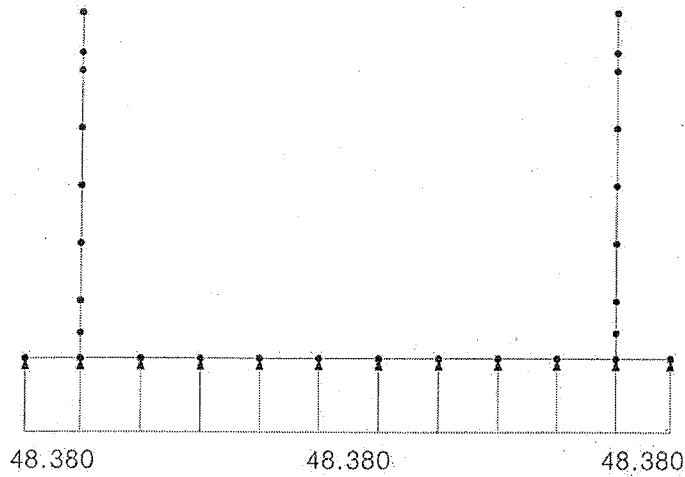
10) CASE10 - 연직수압(WATERV)



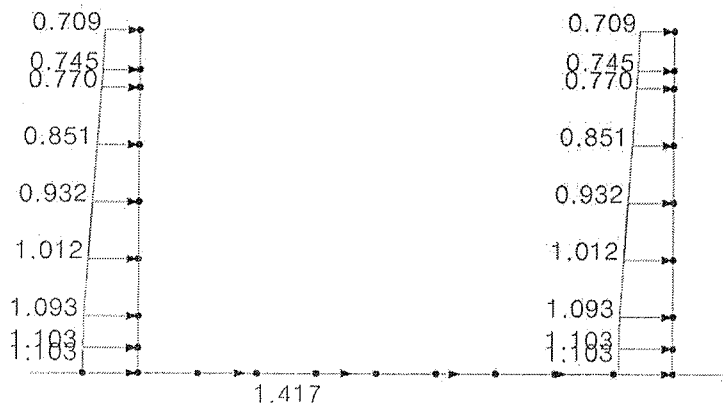
11) CASE11 - 수평수압(WATERH)



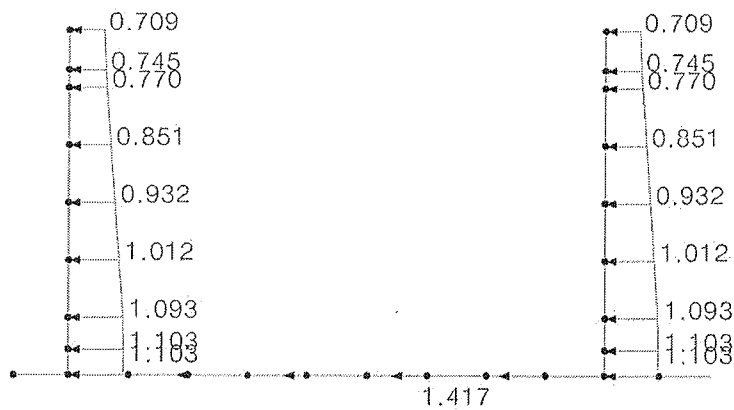
12) CASE12 - 부력(BUOYANCY)



13) CASE13 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

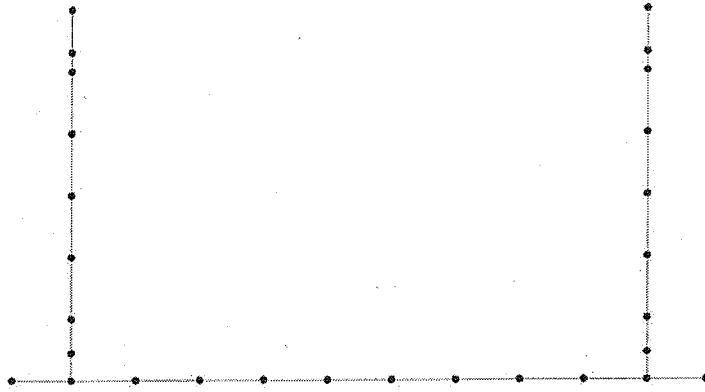


14) CASE14 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

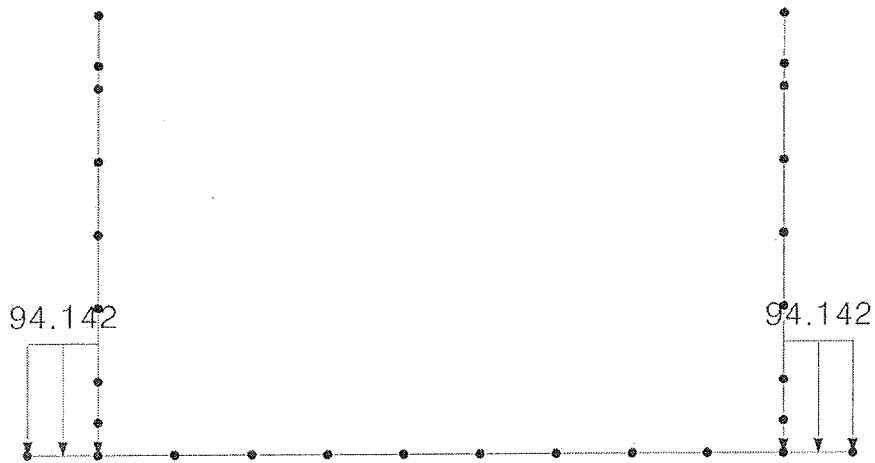


12. 하중 재하 (붕괴방지)

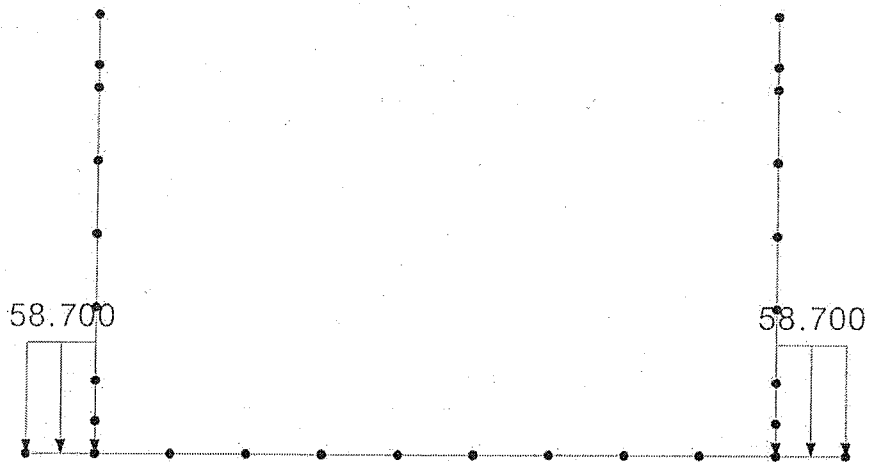
1) CASE1 - 구체자중(SW)



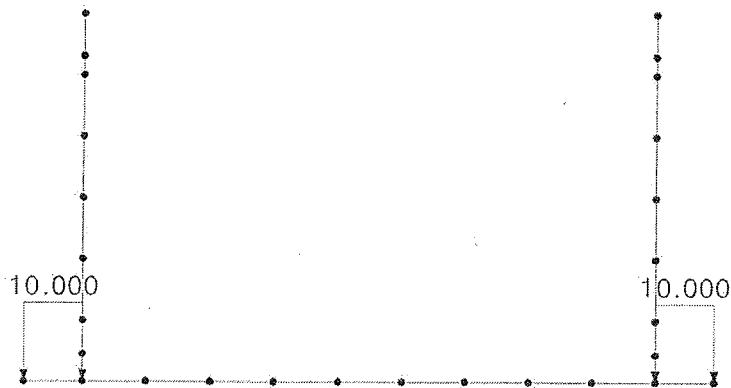
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



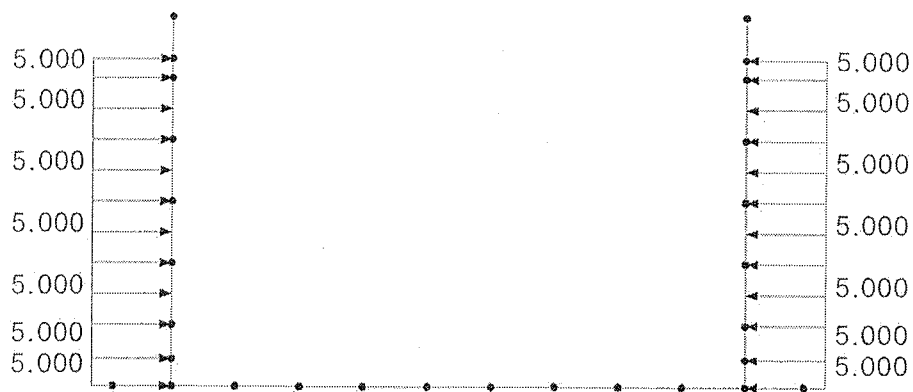
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有 (PAVEW)



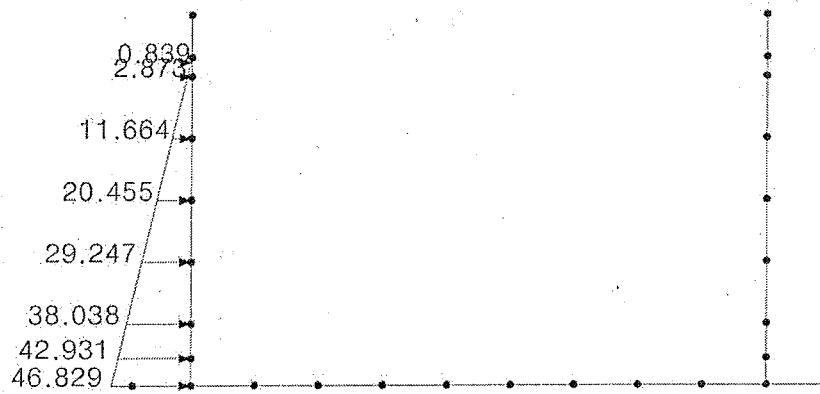
4) CASE4 - 지진시 상재활하중 (LIVEAE)



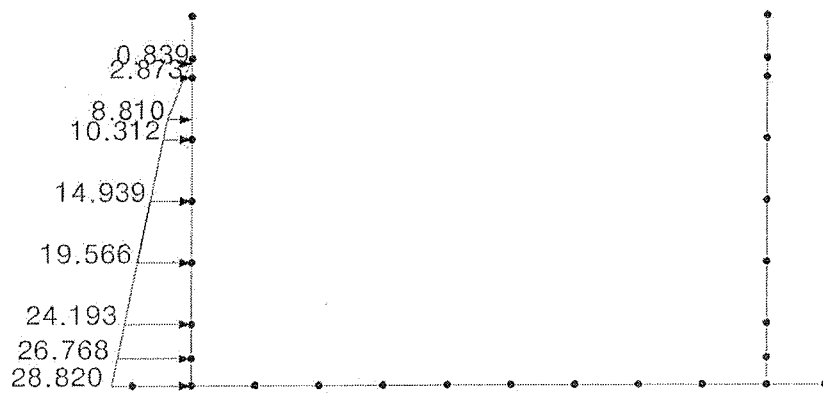
5) CASE5 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중 (LIVEAHE)



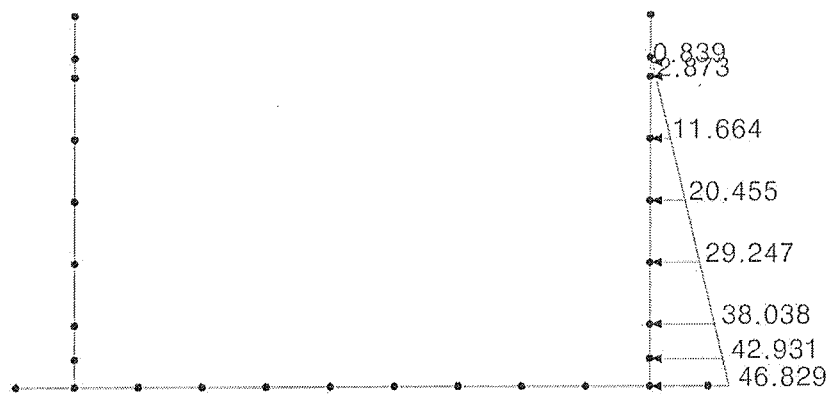
6) CASE6 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



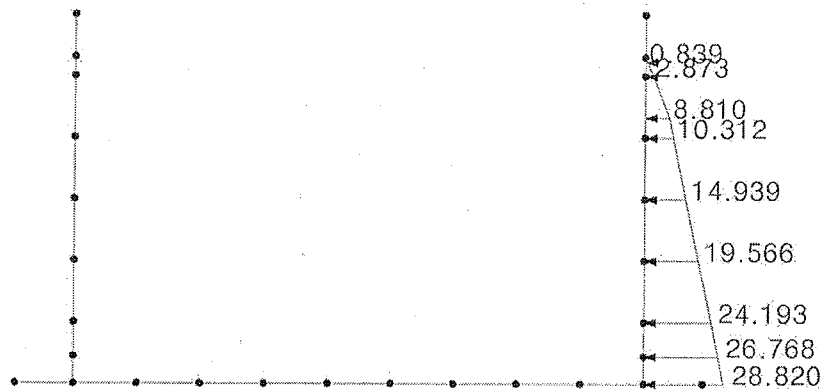
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



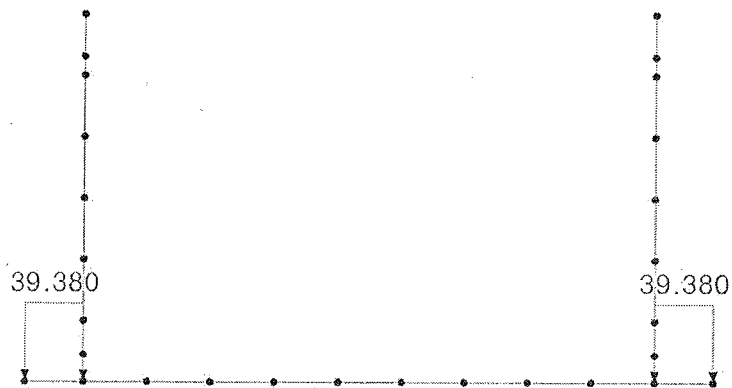
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



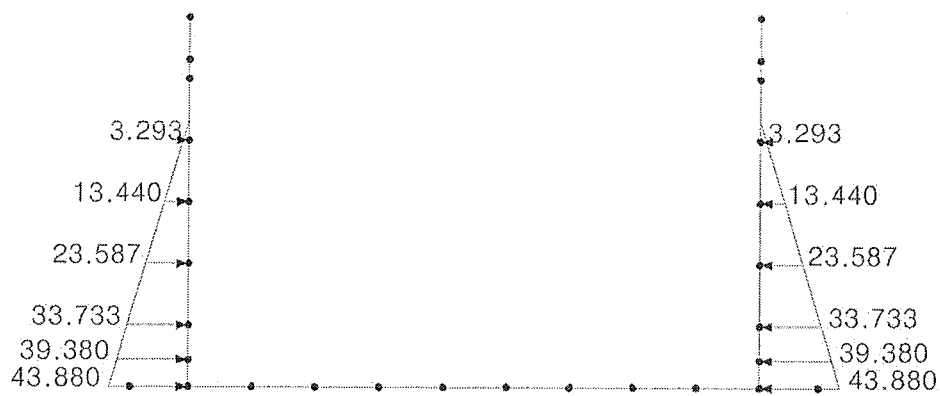
9) CASE9 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



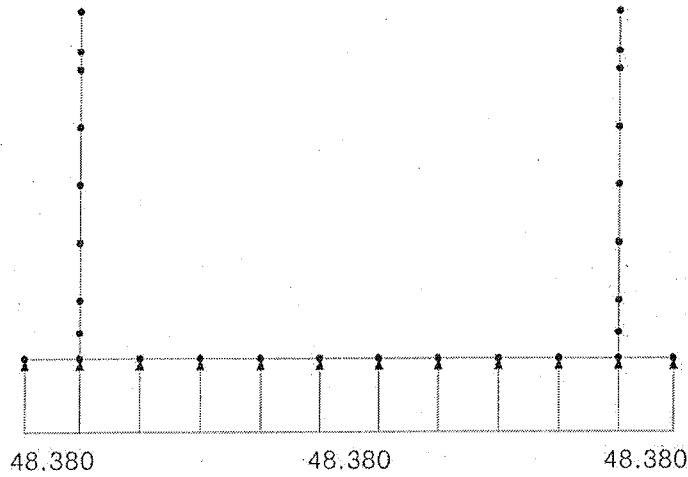
10) CASE10 - 연직수압(WATERV)



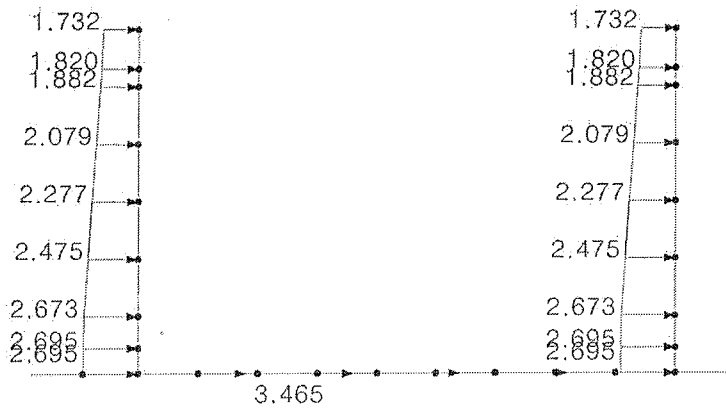
11) CASE11 - 수평수압(WATERH)



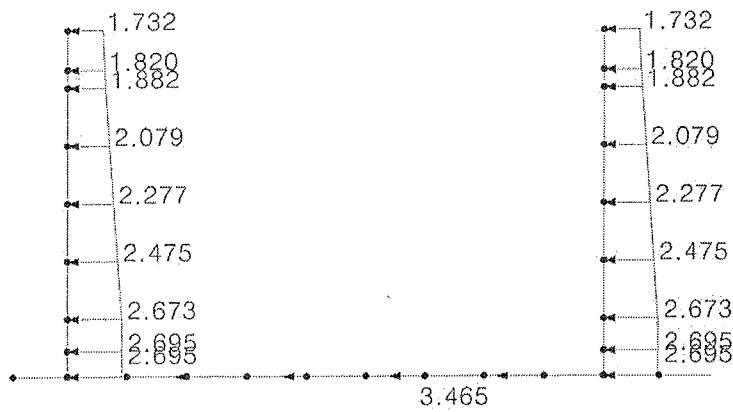
12) CASE12 - 부력(BUOYANCY)



13) CASE13 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



14) CASE14 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

$h \leq 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.0$

$h > 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.05 - 0.025h (\geq 0.875) = 1.000$, $h = -0.700 \text{ m}$

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	1.200	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	●

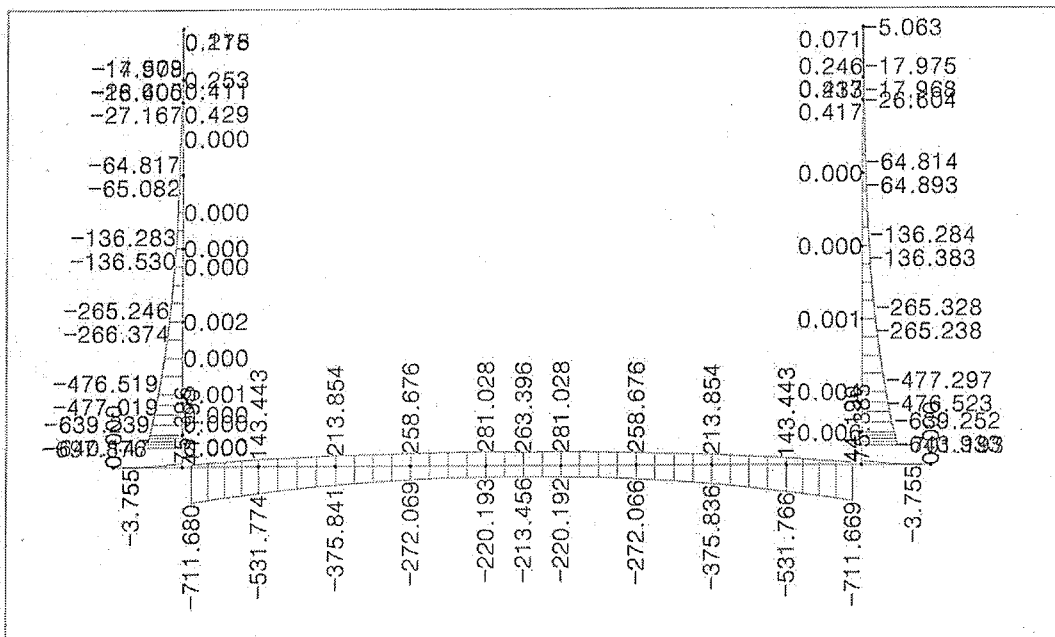
4) 지진시(기능수행수준)

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	●

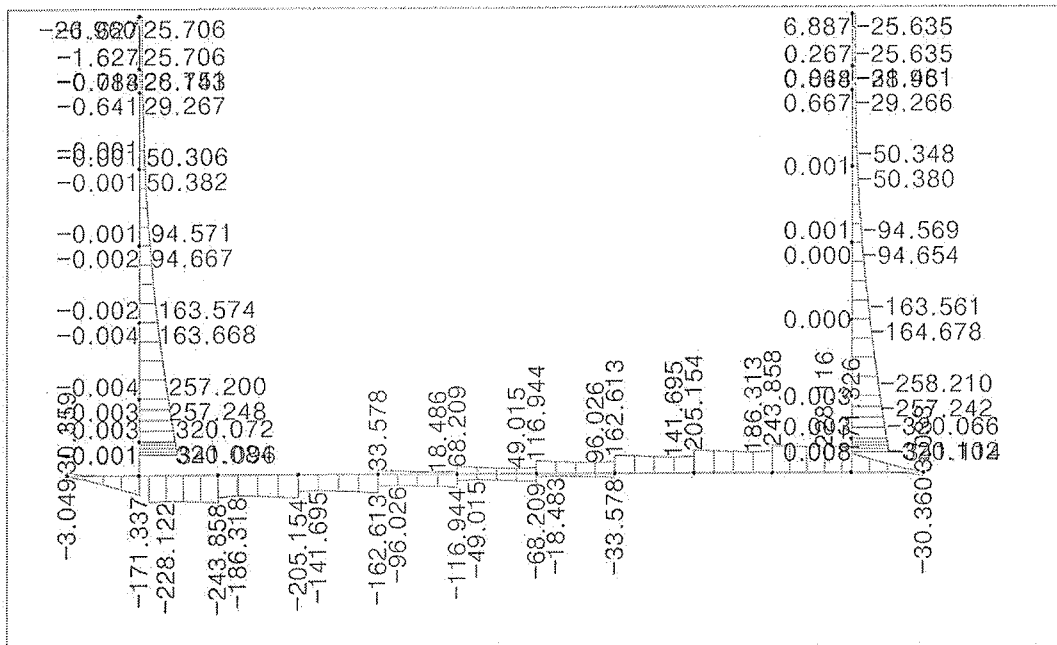
14. 단면력정리

14.1 상시

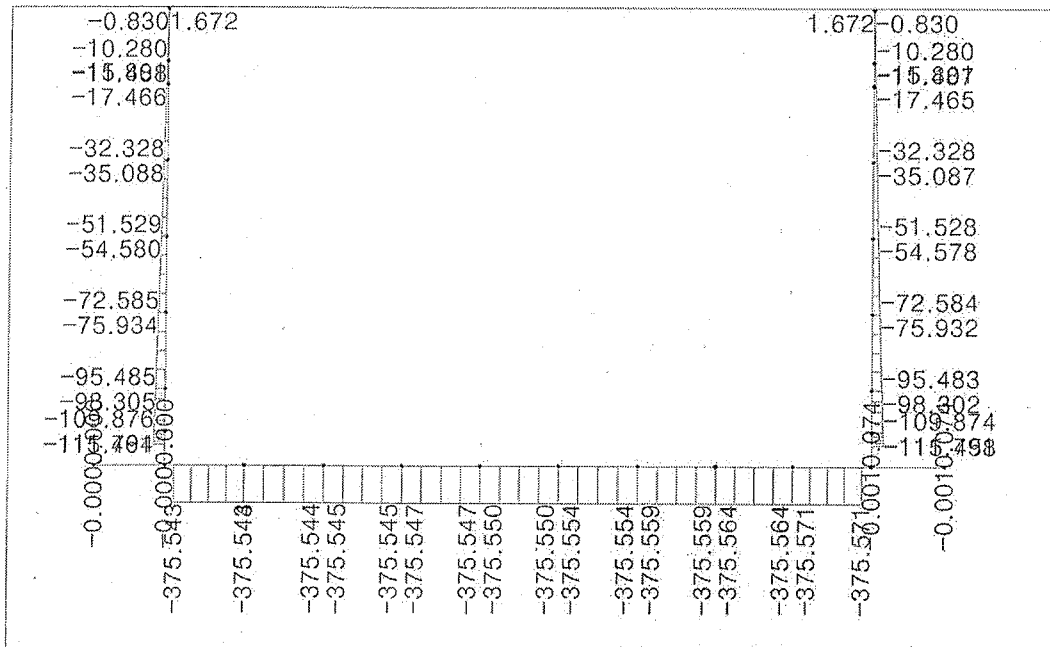
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



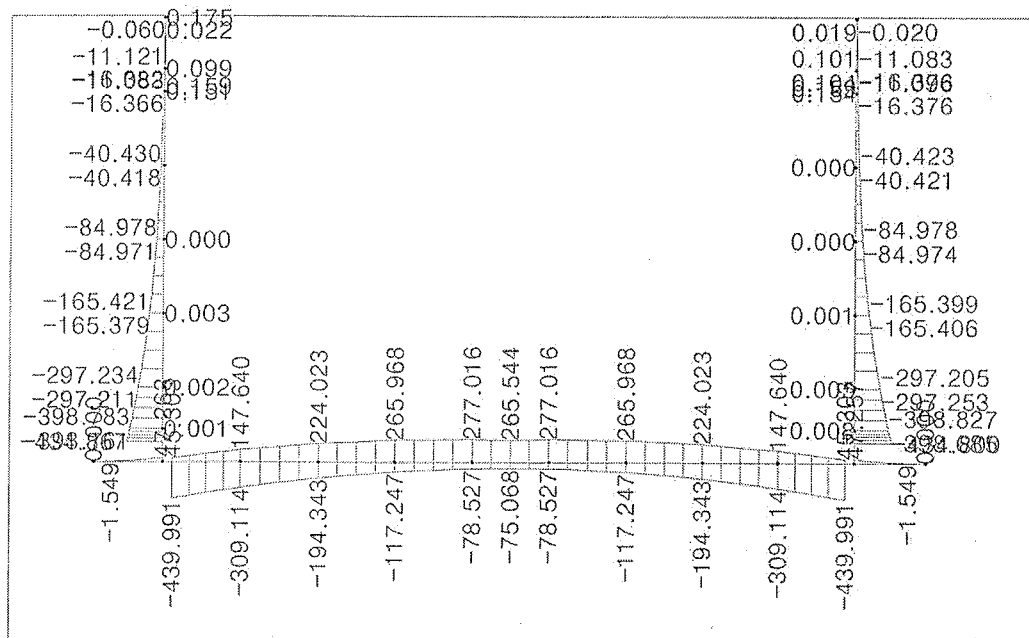
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

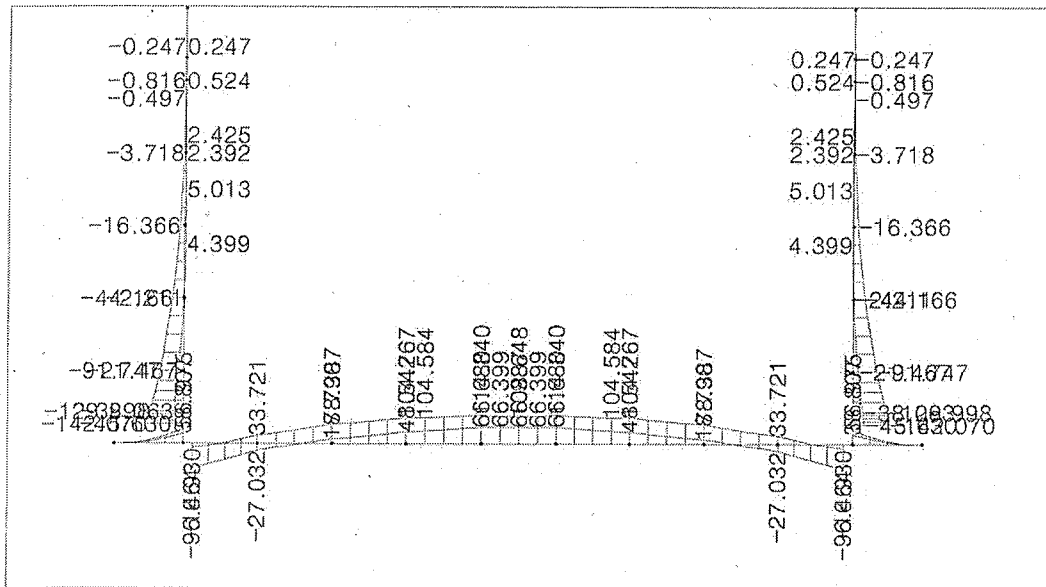


5) 단면력 정리

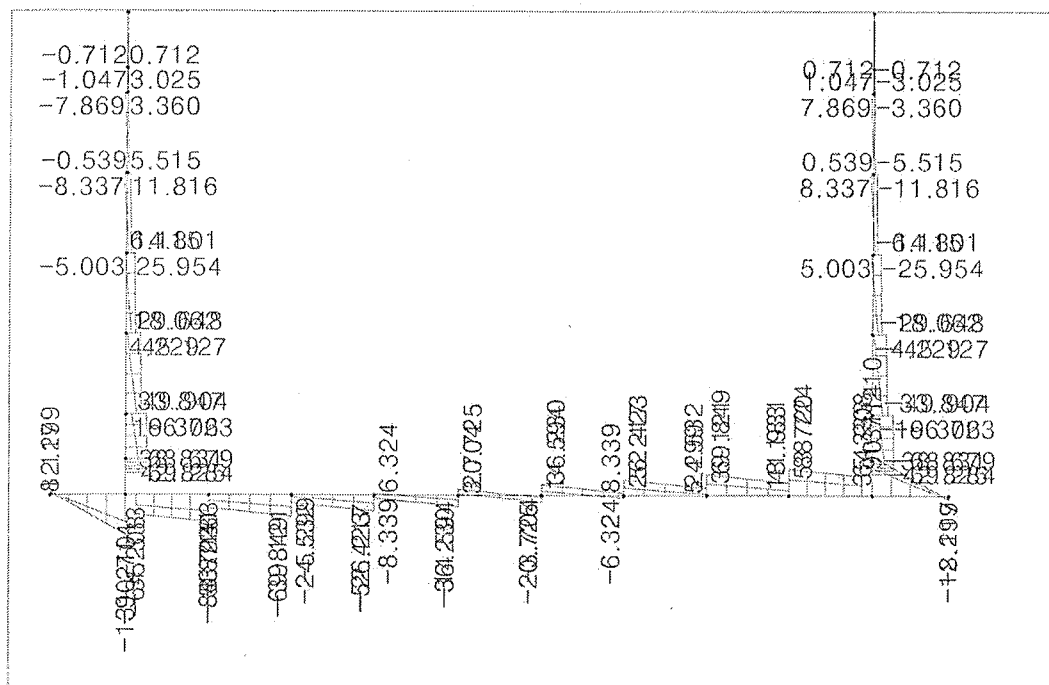
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	711.68	193.45	375.54	439.99	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	2	281.03	116.94	375.55	277.02	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	3	220.19	116.94	375.55	78.53	1000.00	900.00	
		우측	4	711.67	193.48	375.57	439.99	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	310.05	184.77	80.68	192.91	1000.00	637.24	
		하부	6	697.88	259.90	115.46	434.87	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	309.36	185.75	80.67	192.92	1000.00	628.53	
		하부	8	701.19	259.86	115.46	434.80	1000.00	700.00	
부상 방지턱		좌측	9	75.40	171.34	0.00	47.26	1000.00	900.00	
		우측	10	75.39	171.33	0.07	47.26	1000.00	900.00	

14.2 지진시(기능수행)

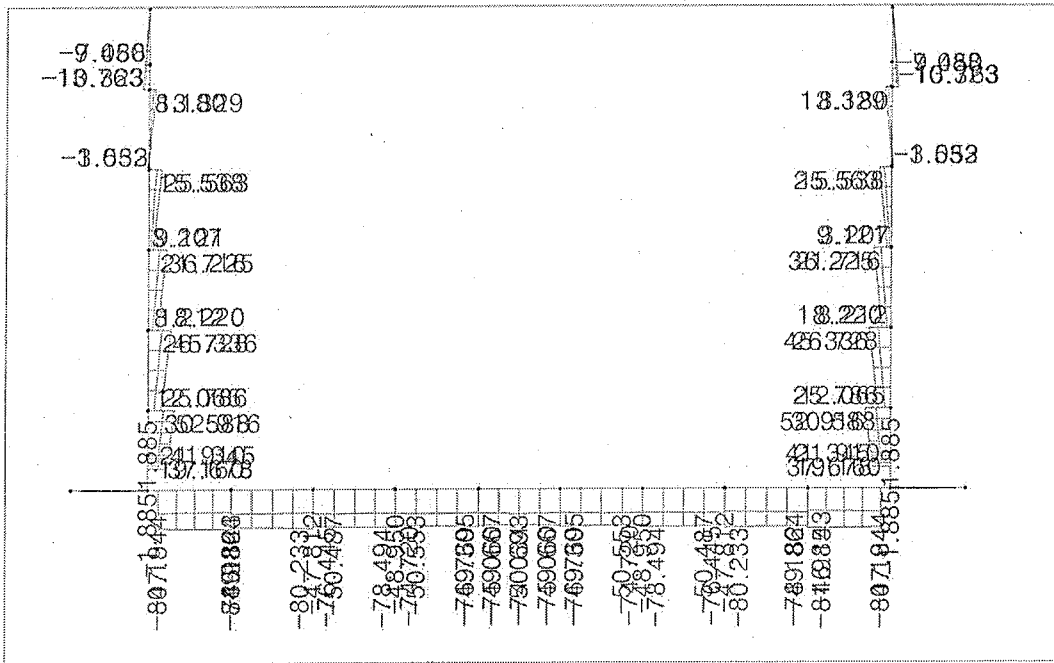
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

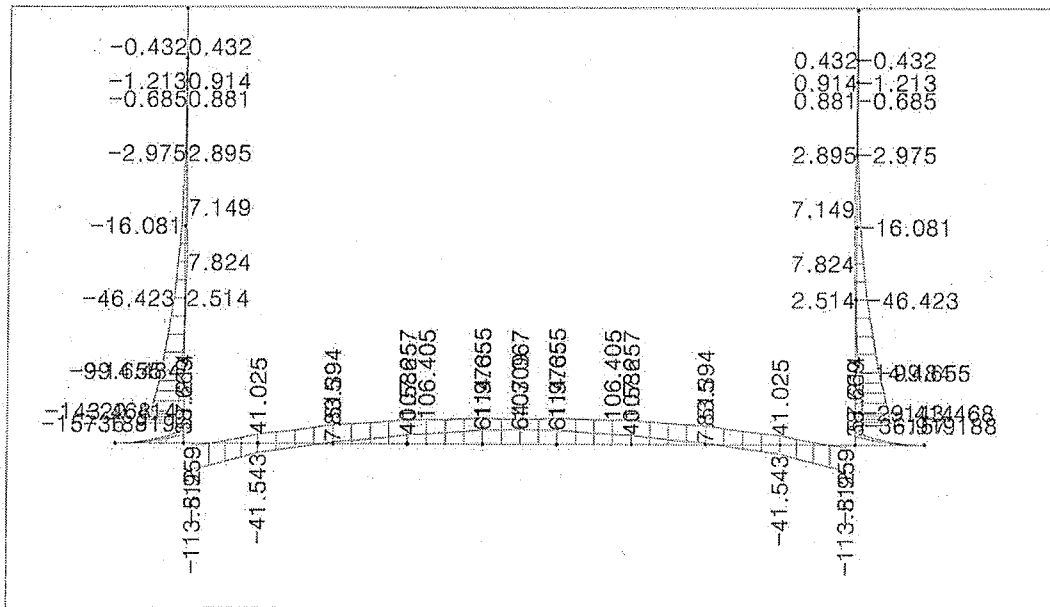


4) 단면력 정리

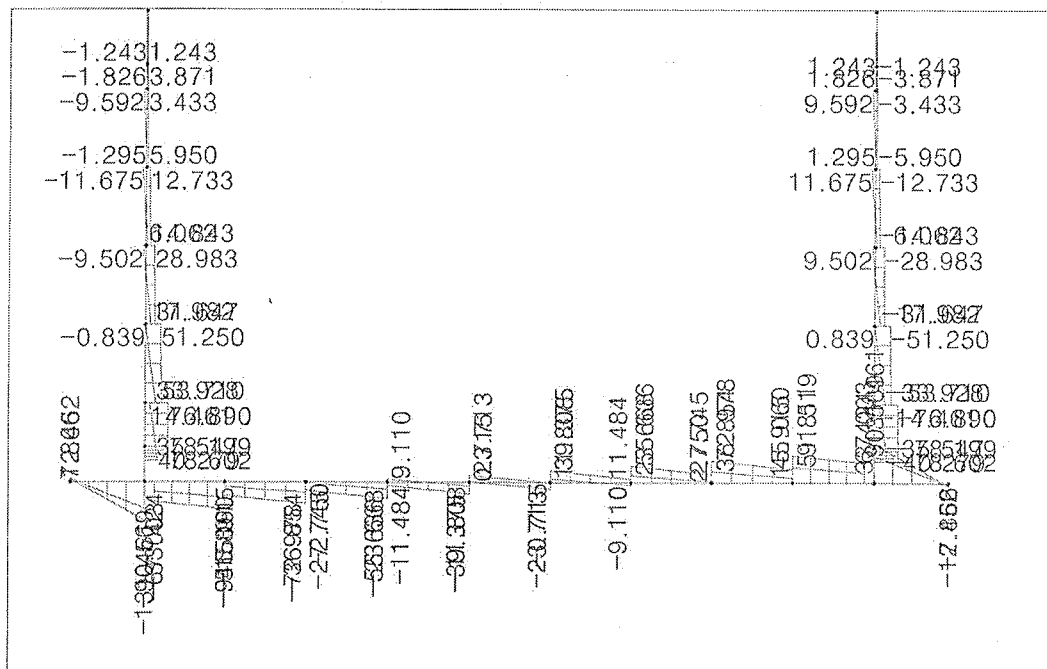
구분			위 치		계수하중			B	H	비고
					모멘트	전단력	축력			
					kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	96.46	45.09	80.20	1000.00	900.00		
		중앙부 (상면)	2	114.84	36.22	76.77	1000.00	900.00		
		중앙부 (하면)	3	0.00	36.22	76.77	1000.00	900.00		
		우측	4	96.46	45.08	80.18	1000.00	900.00		
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	55.72	46.03	40.62	1000.00	637.24		
		하부	6	142.07	66.81	37.71	1000.00	700.00		
우측 벽체	1 층	중앙부	7	55.72	46.03	40.60	1000.00	628.53		
		하부	8	142.07	66.81	37.68	1000.00	700.00		
부상 방지턱		좌측	9	56.98	131.21	1.89	1000.00	900.00		
		우측	10	56.98	131.21	1.89	1000.00	900.00		

14.3 지진시(붕괴방지)

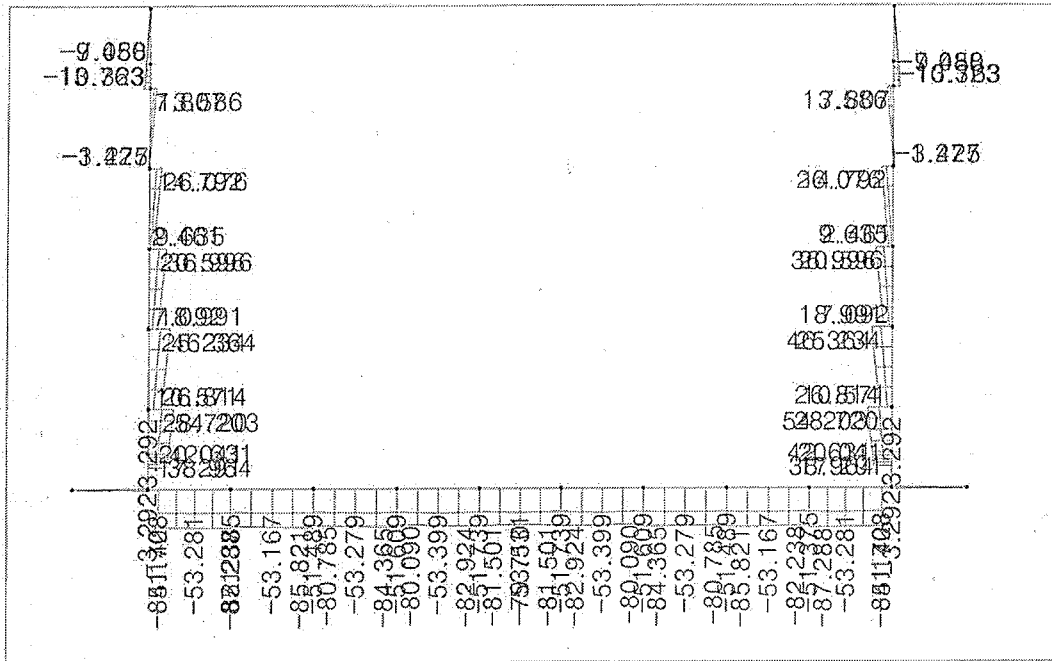
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	113.51	48.22	84.16	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	2	114.66	39.37	82.92	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	3	0.00	39.37	82.92	1000.00	900.00	
		우측	4	113.51	48.20	84.14	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	59.50	51.88	41.65	1000.00	637.24	
		하부	6	157.19	76.95	38.99	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	59.50	51.88	41.62	1000.00	628.53	
		하부	8	157.19	76.95	38.96	1000.00	700.00	
부상 방지턱		좌측	9	57.21	131.46	3.29	1000.00	900.00	
		우측	10	57.21	131.46	3.29	1000.00	900.00	

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	-711.68	-	-113.51	-96.46	-711.68	
		중앙부 (상면)	2	281.03	-	114.66	114.84	281.03	
		중앙부 (하면)	3	-220.19	-	-	-	-220.19	
		우측	4	-711.67	-	-113.51	-96.46	-711.67	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-310.05	-	-59.50	-55.72	-310.05	
		하부	6	-697.88	-	-157.19	-142.07	-697.88	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-309.36	-	-59.50	-55.72	-309.36	
		하부	8	-701.19	-	-157.19	-142.07	-701.19	
부상 방지턱		좌측	9	75.40	-	57.21	56.98	75.40	
		우측	10	75.39	-	57.21	56.98	75.39	

2) 전단력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-193.45	-	-48.22	-45.09	-193.45	
		중앙부 (상면)	2	-116.94	-	-39.37	-36.22	-116.94	
		중앙부 (하면)	3	-116.94	-	-39.37	-36.22	-116.94	
		우측	4	193.48	-	48.20	45.08	193.48	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	184.77	-	51.88	46.03	184.77	
		하부	6	259.90	-	76.95	66.81	259.90	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-185.75	-	-51.88	-46.03	-185.75	
		하부	8	-259.86	-	-76.95	-66.81	-259.86	
부상 방지턱		좌측	9	-171.34	-	-131.46	-131.21	-171.34	
		우측	10	171.33	-	131.46	131.21	171.33	

3) 축력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-375.54	-	-84.16	-80.20	-376.17	
		중앙부 (상면)	2	-375.55	-	-82.92	-76.77	-376.17	
		중앙부 (하면)	3	-375.55	-	-82.92	-76.77	-376.17	
		우측	4	-375.57	-	-84.14	-80.18	-376.20	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-80.68	-	41.65	40.62	-80.68	
		하부	6	-115.46	-	38.99	37.71	-115.46	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-80.67	-	41.62	40.60	-80.93	
		하부	8	-115.46	-	38.96	37.68	-115.80	
부상 방지턱		좌측	9	0.00	-	-3.29	-1.89	-3.29	
		우측	10	0.07	-	-3.29	-1.89	-3.29	

4) 사용모멘트

(kN.m)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고	
			2D	3D	붕괴	기능			
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-439.99	-	-	-	-439.99	
		중앙부 (상면)	2	277.02	-	-	-	277.02	
		중앙부 (하면)	3	-78.53	-	-	-	-78.53	
		우측	4	-439.99	-	-	-	-439.99	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-192.91	-	-	-	-192.91	
		하부	6	-434.87	-	-	-	-434.87	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-192.92	-	-	-	-192.92	
		하부	8	-434.80	-	-	-	-434.80	
부상 방지턱		좌측	9	47.26	-	-	-	47.26	
		우측	10	47.26	-	-	-	47.26	

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	800	711.68	1187.62	2695.63	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.67
		좌측(배수 구단면)	1	1000	646	565.50	790.68	3210.80	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.40
		중앙부 (상면)	2	1000	820	281.03	435.48	1019.03	H16 - 8.0EA	1588.80	1.55
		중앙부 (하면)	2	1000	800	220.19	414.06	816.80	H22 - 4.0EA	1548.40	1.88
		우측	3	1000	800	711.67	1187.62	2695.58	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.67
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	537	310.05	776.99	1746.92	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	2.51
		하부	5	1000	600	697.88	875.07	3610.27	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.25
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	529	309.36	763.38	1773.40	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	2.47
		하부	7	1000	600	701.19	875.07	3628.44	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.25
부상방지턱		좌측	8	1000	820	75.40	219.61	271.21	H16 - 4.0EA	794.40	2.91
		우측	9	1000	820	75.39	219.61	271.17	H16 - 4.0EA	794.40	2.91

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치		ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고	
			kN	kN	kN	EA	mm ²		mm	mm ²		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	519.6	193.4	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		좌측 (배수구단면)	1	354.6	238.8	492.99	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		중앙부	2	532.6	116.9	636.50	2.00	-	H13	600	253.40	0.K
		우측	3	519.6	193.5	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
좌측 벽	1 층	중앙부	4	348.9	184.8	485.08	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		하부	5	389.7	259.9	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
우측 벽	1 층	중앙부	6	343.3	185.7	477.22	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		하부	7	389.7	259.9	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
부상 방지턱		좌측	8	532.6	171.3	532.61	-	-	-	-	-	0.K
		우측	9	532.6	171.3	532.61	-	-	-	-	-	0.K

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	외복(mm)	$M_u(\text{kN.m})$	$V_u(\text{kN})$
1000.00	900.00	800.00	100.00	711.68	193.45

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4596.400 \times 400.00 = 1838560.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 80.112 \text{ mm, } c = 80.112 / \beta_1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (800.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02246$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 2695.627 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.705]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00575$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 80.112 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 4596.400 \times 400 \times (800.00 - a/2) = 1187.623 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 711.680 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.669]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 800.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 800.00 = 519.615 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 193.447 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	646.0	546.0	100.0	565.5	238.8

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4596.400 \times 400.00 = 1838560.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 80.112 \text{ mm, } c = 80.112 / \beta_1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (546.00 - 94.249) / 94.249 = 0.01438$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 3210.764 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.432]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\text{수축온도철근비} = 0.00200$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi_x (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00842$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 80.112 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 4596.400 \times 400 \times (546.00 - a/2) = 790.677 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 565.501 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.398]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 546.00 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 546.00 = 354.637 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 238.834 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	281.03	116.94

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1588.800 \times 400.00 = 635520.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 27.692 \text{ mm, } c = 27.692 / \beta_1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (820.00 - 32.578) / 32.578 = 0.07251$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 1019.025 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.559]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00194$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_{s(req)} \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족. } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 27.692 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 1588.800 \times 400 \times (820.00 - a/2) = 435.478 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 281.028 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.550]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 820.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 820.00 = 532.606 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 116.935 \text{ kN}) \therefore \text{전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	800.00	100.00	220.19	116.94

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1548.400 \times 400.00 = 619360.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 26.987 \text{ mm, } c = 26.987 / \beta_1 = 26.987 / 0.85 = 31.750 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (800.00 - 31.750) / 31.750 = 0.07259$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 816.801 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.896]

1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00194$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(REQ) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 26.987 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 1548.400 \times 400 \times (800.00 - a/2) = 414.061 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 220.193 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.880]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 800.00 = 519.615 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 116.935 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	800.00	100.00	711.67	193.48

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4596.400 \times 400.00 = 1838560.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 80.112 \text{ mm, } c = 80.112 / \beta_1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (800.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02246$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad ①$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad ②$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 2695.584 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) . [사용률 = 1.705]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00575$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족. } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 80.112 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 4596.400 \times 400 \times (800.00 - a/2) = 1187.623 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 711.669 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.669]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 800.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 800.00 = 519.615 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 193.475 \text{ kN}) \text{ , 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	637.24	537.24	100.00	310.05	184.77

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4596.400 \times 400.00 = 1838560.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 80.112 \text{ mm, } c = 80.112 / \beta_1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (537.24 - 94.249) / 94.249 = 0.01410$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 1746.916 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.631]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00856$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 80.112 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 4596.400 \times 400 \times (537.24 - a/2) = 776.985 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 310.051 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.506]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 537.24 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 537.24 = 348.947 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 184.766 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	697.88	259.90

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4596.400 \times 400.00 = 1838560.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 80.112 \text{ mm, } c = 80.112 / \beta_1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (600.00 - 94.249) / 94.249 = 0.01610$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad (1)$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad (2)$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0 \quad \therefore A_s = 3610.272 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.273]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \quad \therefore \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00766$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 80.112 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 4596.400 \times 400 \times (600.00 - a/2) = 875.067 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 697.876 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.254]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 600.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 600.00 = 389.711 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 259.902 \text{ kN}) \quad \therefore \text{전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	628.53	528.53	100.00	309.36	185.75

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4596.400 \times 400.00 = 1838560.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 80.112 \text{ mm, } c = 80.112 / \beta_1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (528.53 - 94.249) / 94.249 = 0.01382$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 1773.403 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) . [사용률 = 2.592]

$$1\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA, H25} - 4.0 \text{ EA} (= 4596.4 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00870$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 80.112 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 4596.400 \times 400 \times (528.53 - a/2) = 763.376 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 309.363 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \text{ [안전률 2.468]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 528.53 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 528.53 = 343.291 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 185.746 \text{ kN}) \text{ , 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	701.19	259.86

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4596.400 \times 400.00 = 1838560.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 80.112 \text{ mm, } c = 80.112 / \beta_1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (600.00 - 94.249) / 94.249 = 0.01610$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 3628.442 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.267]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00766$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 80.112 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 4596.400 \times 400 \times (600.00 - a/2) = 875.067 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 701.193 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.248]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 600.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 600.00 = 389.711 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 259.861 \text{ kN}) , \text{전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 부상방지턱 좌측

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	75.40	171.34

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (820.00 - 16.289) / 16.289 = 0.14802$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 271.211 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.929]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00097$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (820.00 - a/2) = 219.609 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 75.396 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.913]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 820.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 820.00 = 532.606 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 171.337 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요,}$$

■ TITLE : 부상방지턱 우측

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	75.39	171.33

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (820.00 - 16.289) / 16.289 = 0.14802$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 271.173 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.929]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00097$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (820.00 - a/2) = 219.609 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 75.385 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 2.913]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 820.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 820.00 = 532.606 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 171.326 \text{ kN}) \therefore \text{전단보강 불필요.}$$

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 900 \times 0.0020 = 1800.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 900 \times 1000 = 1350.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1350.0 \text{ mm}^2 \leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 하부슬래브 : 1경간(좌측)-배수구단면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 646 \times 0.0020 = 1292.0 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1292.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 646 \times 1000 = 969.00 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 969.00 \text{ mm}^2 \leq 1986.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 하부슬래브 : 중앙부_상면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 900 \times 0.0020 = 1800.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 900 \times 1000 = 1350.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1350.0 \text{ mm}^2 \leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 하부슬래브 : 중앙부_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 900 \times 0.0020 = 1800.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 900 \times 1000 = 1350.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1350.0 \text{ mm}^2 \leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 하부슬래브 : 1경간(우측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 900 \times 0.0020 = 1800.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 900 \times 1000 = 1350.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1350.0 \text{ mm}^2 \leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

6) 좌측벽체 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 633 \times 0.0020 = 1265.77 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H13} - 13.3\text{EA} = 1688.911 \text{ mm}^2 \geq 1265.769 \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 633 \times 1000 = 949.3 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 949.3 \text{ mm}^2 \leq 1688.9 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

7) 좌측벽체 : 하부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 688 \times 0.0020 = 1375.70 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H13} - 13.3\text{EA} = 1688.911 \text{ mm}^2 \geq 1375.699 \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 688 \times 1000 = 1031.8 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1031.8 \text{ mm}^2 \leq 1688.9 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

8) 우측벽체 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 633 \times 0.0020 = 1265.77 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H13} - 13.3\text{EA} = 1688.911 \text{ mm}^2 \geq 1265.769 \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 633 \times 1000 = 949.3 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 949.3 \text{ mm}^2 \leq 1688.9 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

9) 우측벽체 : 하부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 688 \times 0.0020 = 1375.70 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H13} - 13.3\text{EA} = 1688.911 \text{ mm}^2 \geq 1375.699 \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 688 \times 1000 = 1031.8 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1031.8 \text{ mm}^2 \leq 1688.9 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

10) 부상방지턱 : 좌측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 900 \times 0.0020 = 1800.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 900 \times 1000 = 1350.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1350.0 \text{ mm}^2 \leq 1986.0 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

11) 부상방지턱 : 우측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 900 \times 0.0020 = 1800.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

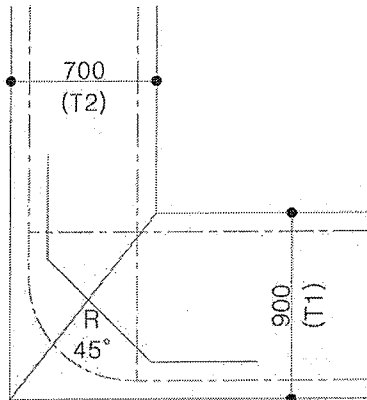
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 900 \times 1000 = 1350.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1350.0 \text{ mm}^2 \leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 439.991 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 439.991 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T_1^2 + T_2^2)} = 1140.175 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H25 @250 - 4EA = 2026.800 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 2026.800 \text{ mm}^2$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 439.99 \times 10^6}{1140.175^2 \times 1000} = 1.692 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 439.99 \times 10^6}{1140.175 \times 180} = 4287.752 \text{ mm}^2$$

$$Asb = 2026.800 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Req'd As} &= As - Asb \\ &= 4287.752 \text{ mm}^2 - 2026.800 \text{ mm}^2 \\ &= 2260.952 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd As} = H22 - 8EA$$

$$\therefore \text{Total As} = 3096.800 \text{ mm}^2 > \text{Req'd As} (= 2260.952 \text{ mm}^2) \longrightarrow \text{O.K. !!!}$$

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm²

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

$$= -7 \times 0.0009688 + \sqrt{(2 \times 0.0068 + (0.0068)^2)} = 0.110$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.110 / 3 = 0.963$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 45303077.000 / (794.400 \times 820.000 \times 0.963) \\ = 72.190 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 Th1} = f_s \times A_s = 72.190 \times 794.400 = 57348.042 \text{ N}$$

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm²

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

$$= -7 \times 0.0012813 + \sqrt{(2 \times 0.0090 + (0.0090)^2)} = 0.125$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.125 / 3 = 0.958$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 45303077.000 / (794.400 \times 620.000 \times 0.958) \\ = 95.989 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 Th2} = f_s \times A_s = 95.989 \times 794.400 = 76253.415 \text{ N}$$

- 보강철근량 산정

$$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = f_{sa} \times A_s T \quad : \text{대각선 방향의 인장력}$$

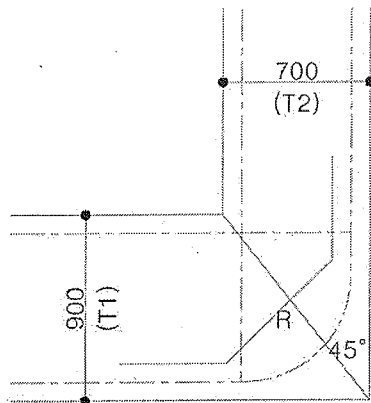
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$$A_s = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / f_{sa} = \sqrt{(57348.042^2 + 76253.415^2)} / 180.0$$

$$A_s = 530.065 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} : H16 @ 500, 2EA = 794.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 439.991 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 439.991 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1140.175 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H25 @250 - 4EA = 2026.800 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 2026.800 \text{ mm}^2$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 439.99 \times 10^6}{1140.175^2 \times 1000} = 1.692 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 439.99 \times 10^6}{1140.175 \times 180} = 4287.752 \text{ mm}^2$$

$$Asb = 2026.800 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Req'd As} &= As - Asb \\ &= 4287.752 \text{ mm}^2 - 2026.800 \text{ mm}^2 \\ &= 2260.952 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd As} = H22 - 8EA$$

$$\therefore \text{Total As} = 3096.800 \text{ mm}^2 > \text{Req'd As} (= 2260.952 \text{ mm}^2) \longrightarrow \text{O.K !!!}$$

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm²

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

$$= -7 \times 0.0009688 + \sqrt{(2 \times 0.0068 + (0.0068)^2)} = 0.110$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.110 / 3 = 0.963$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 45303077.000 / (794.400 \times 820.000 \times 0.963) \\ = 72.190 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 Th1} = f_s \times A_s = 72.190 \times 794.400 = 57348.042 \text{ N}$$

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm²

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

$$= -7 \times 0.0012813 + \sqrt{(2 \times 0.0090 + (0.0090)^2)} = 0.125$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.125 / 3 = 0.958$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 45303077.000 / (794.400 \times 620.000 \times 0.958) \\ = 95.989 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 Th2} = f_s \times A_s = 95.989 \times 794.400 = 76253.415 \text{ N}$$

- 보강철근량 산정

$$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = f_{sa} \times A_s T \quad : \text{대각선 방향의 인장력}$$

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$$A_s = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / f_{sa} = \sqrt{(57348.042^2 + 76253.415^2)} / 180.0$$

$$A_s = 530.065 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} : H16 @ 500, 2EA = 794.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore O.K$$

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	1 경간	좌측	1	800	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	390.366	0.K	3.12
		좌측(배수 구단면)	1	646	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	321.200	0.K	2.57
		중앙부 (상면)	2	820	H16 - 8.0EA	125	171.637	0.K	1.37
		중앙부 (하면)	2	800	H22 - 4.0EA	250	943.563	0.K	3.77
		우측	3	800	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	390.366	0.K	3.12
좌측벽체	1 층	중앙부	4	537	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	696.412	0.K	5.57
		하부	5	600	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	239.350	0.K	1.92
우측벽체	1 층	중앙부	6	529	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	680.943	0.K	5.45
		하부	7	600	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	239.419	0.K	1.92
부상방지턱		좌측	8	820	H16 - 4.0EA	250	836.498	0.K	3.35
		우측	9	820	H16 - 4.0EA	250	836.607	0.K	3.35

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 439.991 \times 1000000 / [4596.400 \times (800.000 - 196.986/3)] \\ = 130.356 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4596.400/1000.0 + 7 \times 4596.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 800.0)/(7 \times 4596.400)]} \\ = 196.986 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4596.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA}, \text{H25} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 4596.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 130.36) - 2.5 \times 85.50 = 390.37 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 130.36) = 483.29 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 390.37 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 390.37 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 하부슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 333.834 \times 1000000 / [4596.400 \times (546.000 - 158.010/3)] \\ = 147.223 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4596.400/1000.0 + 7 \times 4596.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 546.0)/(7 \times 4596.400)]} \\ = 158.010 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4596.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA}, \text{H25} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 4596.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 147.22) - 2.5 \times 85.50 = 321.15 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 147.22) = 427.92 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 321.15 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 321.15 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 277.016 \times 1000000 / [1588.800 \times (820.000 - 124.389/3)] \\ = 223.952 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 1588.800/1000.0 + 7 \times 1588.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 820.0)/(7 \times 1588.800)]} \\ = 124.389 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H16 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 1588.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 16/2 = 72.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 223.95) - 2.5 \times 72.00 = 171.64 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 223.95) = 281.31 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 171.64 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 171.64 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 하부슬래브 중앙부_하면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 78.527 \times 1000000 / [1548.400 \times (800.000 - 121.296/3)] \\ = 66.768 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 1548.400/1000.0 + 7 \times 1548.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 800.0)/(7 \times 1548.400)]} \\ = 121.296 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1548.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H22 - 4.0 \text{ EA} \quad (= 1548.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 22/2 = 89.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 66.77) - 2.5 \times 89.00 = 956.95 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 66.77) = 943.56 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 943.56 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 943.56 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 439.991 \times 1000000 / [4596.400 \times (800.000 - 196.986/3)]$$

$$= 130.356 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 4596.400/1000.0 + 7 \times 4596.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 800.0)/(7 \times 4596.400)]}$$

$$= 196.986 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4596.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA}, \text{H25} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 4596.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 130.36) - 2.5 \times 85.50 = 390.37 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 130.36) = 483.29 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 390.37 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 390.37 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

6) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 192.907 \times 1000000 / [4596.400 \times (537.238 - 156.522/3)]$$

$$= 86.523 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 4596.400/1000.0 + 7 \times 4596.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 537.2)/(7 \times 4596.400)]}$$

$$= 156.522 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4596.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA}, \text{H25} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 4596.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 86.52) - 2.5 \times 85.50 = 696.41 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 86.52) = 728.13 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 696.41 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 696.41 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 434.867 \times 1000000 / [4596.400 \times (600.000 - 166.936/3)] \\ = 173.803 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4596.400/1000.0 + 7 \times 4596.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 600.0)/(7 \times 4596.400)]} \\ = 166.936 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4596.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA}, \text{H25} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 4596.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 173.80) - 2.5 \times 85.50 = 239.35 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 173.80) = 362.48 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 239.35 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 239.35 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 192.921 \times 1000000 / [4596.400 \times (528.530 - 155.031/3)] \\ = 88.019 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4596.400/1000.0 + 7 \times 4596.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 528.5)/(7 \times 4596.400)]} \\ = 155.031 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4596.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA}, \text{H25} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 4596.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 88.02) - 2.5 \times 85.50 = 680.94 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 88.02) = 715.75 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 680.94 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 680.94 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9) 우측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 434.800 \times 1000000 / [4596.400 \times (600.000 - 166.936/3)] \\ = 173.776 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 4596.400/1000.0 + 7 \times 4596.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 600.0)/(7 \times 4596.400)]} \\ = 166.936 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4596.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA}, \text{H25} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 4596.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 173.78) - 2.5 \times 85.50 = 239.42 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 173.78) = 362.54 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 239.42 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 239.42 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

10) 부상방지턱 좌측

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 47.263 \times 1000000 / [794.400 \times (820.000 - 90.098/3)] \\ = 75.314 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 820.0)/(7 \times 794.400)]} \\ = 90.098 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 16/2 = 72.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 75.31) - 2.5 \times 72.00 = 865.62 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 75.31) = 836.50 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 836.50 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 836.50 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

11) 부상방지턱 우측

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 47.257 \times 1000000 / [794.400 \times (820.000 - 90.098/3)]$$

$$= 75.304 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 820.0)/(7 \times 794.400)]}$$

$$= 90.098 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 80.0 mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 16/2 = 72.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 75.30) - 2.5 \times 72.00 = 865.76 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 75.30) = 836.61 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 836.61 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 836.61 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

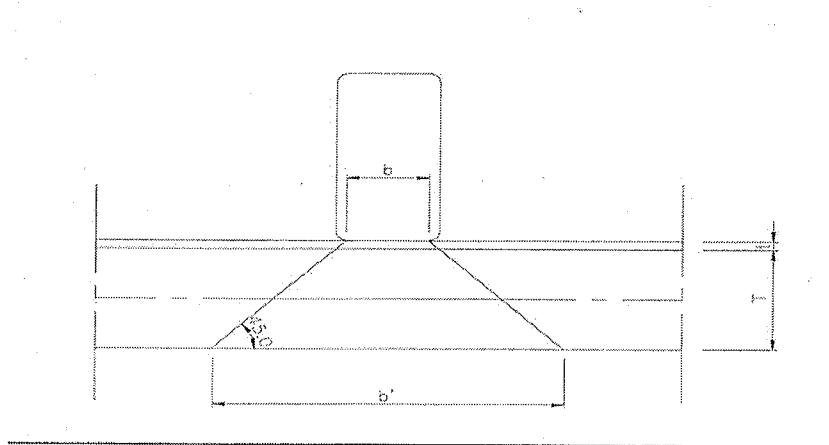
1) 고정하중

$$- \text{구체자중} = (409.717 + 143.744) / 11.2 = 49.416 \text{ kN/m}^2$$

$$- \text{암거아스콘포장} = 0.08 \times 23.00 = 1.840 \text{ kN/m}^2$$

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

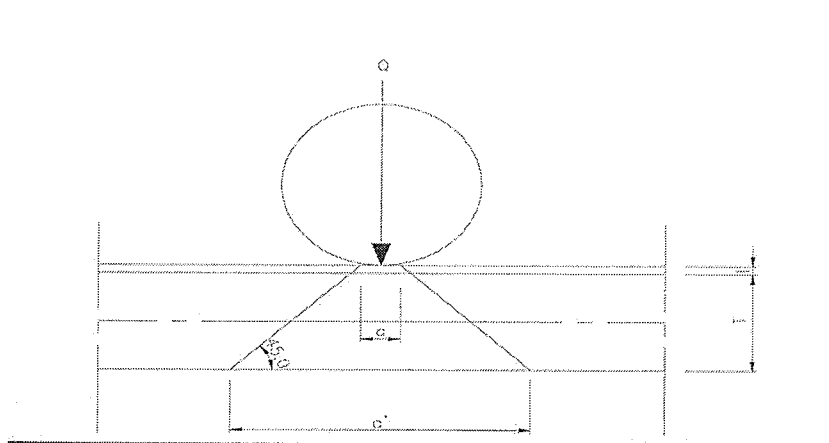


$$t = 80 \text{ mm} \quad (\text{암거내부 포장두께})$$

$$T = 900 \text{ mm} \quad (\text{하부 슬래브 두께})$$

$$b' = 0.500 + 2 \times (0.900 + 0.080) \times \cot 45^\circ$$

$$= 2.460 \text{ m}$$



$$a' = 0.200 + 2 \times (0.900 + 0.080) \times \cot 45^\circ$$

$$= 2.160 \text{ m}$$

$$Q_z = 96.0 / (2.460 \times 2.160) = 18.067 \text{ kN/m}^2$$

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= 49.42 + 1.84 + 18.07 \\ &= 69.323 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2) 지반의 허용연직지지력

$$Q_a = 488.61 \text{ kN/m}^2 \geq Q_{\max} = 69.323 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	: 10.000 × 0.900 × 25.000	= 225.000 kN/m
- 벽체	: 0.450 × 5.678 × 25.000 × 2	= 127.755 kN/m
	: 0.250 × 4.978 × 25.000 / 2 × 2	= 31.113 kN/m
- 현치	: 0.200 × 2 × 25.000	= 10.000 kN/m
- 포장	: 7.400 × 0.080 × 23.000	= 13.616 kN/m
- 전단키	: 0.600 × 0.900 × 25.000 × 2	= 27.000 kN/m
- 토사(수위 이상)	: 0.600 × 1.000 × 19.000 × 2	= 22.800 kN/m
- 토사(수위 이하)	: 0.600 × 3.978 × 10.000 × 2	= 47.736 kN/m
- 수직수압	: 0.600 × 3.978 × 10.000 × 2	= 47.736 kN/m
∴ Σ		= 552.756 kN/m

(2) 측면마찰력

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

※ 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

$$\begin{aligned} F1 &= K_u \times \gamma \times t \times D1^2 \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 3.458 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F2 &= K_u \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma \times t + D2^2 \times \gamma_{\text{sub}}) \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 3.978 \times 19.000 + 3.978^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 56.308 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Sigma = 3.458 + 56.308 = 59.766 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 552.756 + 59.766 = 612.521 \text{ kN/m}$$

2) 부력

$$\begin{aligned} U &= B \times h_s \times \gamma_w \quad (\text{여기서, } h_s = \text{지하수위 심도}) \\ &= 11.200 \times 4.878 \times 10.000 \\ &= 546.336 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) 안정검토

$$\begin{aligned} F_s &= R / U \\ &= 612.521 / 546.336 \\ &= 1.121 > 1.05 \quad \therefore \text{OK} \rightarrow \text{부력안전성 확보} \end{aligned}$$

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -14.7 m (보령주상도 NNBB-11 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	: 10.000 × 0.900 × 25.000	= 225.000 kN/m
- 벽체	: 0.450 × 5.678 × 25.000 × 2	= 127.755 kN/m
	: 0.250 × 4.978 × 25.000 / 2 × 2	= 31.113 kN/m
- 현치	: 0.200 × 2 × 25.000	= 10.000 kN/m
- 포장	: 7.400 × 0.080 × 23.000	= 13.616 kN/m
- 전단키	: 0.600 × 0.900 × 25.000 × 2	= 27.000 kN/m
- 토사(수위 이상)	: 0.600 × 14.700 × 19.000 × 2	= 335.160 kN/m
- 토사(수위 이하)	: 0.600 × -9.722 × 10.000 × 2	= -116.664 kN/m
- 수직수압	: 0.600 × -9.722 × 10.000 × 2	= -116.664 kN/m
∴ ∑		= 536.316 kN/m

(2) 측면마찰력

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

※ 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

$$\begin{aligned} F1 &= K_u \times \gamma_t \times D1^2 \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times 19.000 \times 14.700^2 \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 747.178 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F2 &= K_u \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma_t + D2^2 \times \gamma_{\text{sub}}) \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times (2 \times 14.700 \times -9.722 \times 19.000 + -9.722^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= -816.301 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \sum = 747.178 + -816.301 = -69.123 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 536.316 + -69.123 = 467.193 \text{ kN/m}$$

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

■ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 $F_s = 1.1$ (R/B)

일반적으로 굴착지면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 유기등의 특별한 경우를 대비
대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{252,000}{11,200 \times 10,000 \times 1,100} = 2.045 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.045 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{420,868}{11,200 \times 10,000 \times 1,100} = 3.416 \text{ m}$$

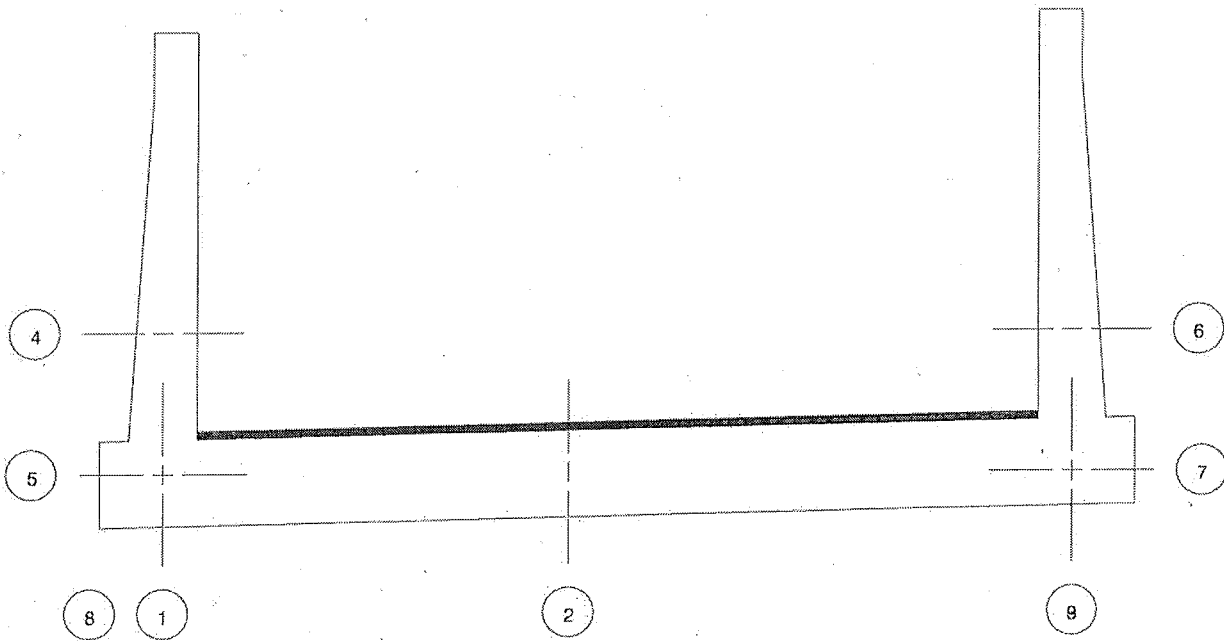
∴ 구조물 저면으로 부터 3.416 m 이하유지

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	
하 부 슬 래 브	1 경 간	좌측	1	1000	800	344.75	607.86	1285.46	H19 - 8.0EA	2292.00	1.76
		좌측(배수 구단면)	1	1000	646	250.49	409.92	1379.7	H19 - 8.0EA	2292.00	1.64
		중앙부 (상면)	2	1000	820	174.38	435.48	629.68	H16 - 8.0EA	1588.80	2.50
		중앙부 (하면)	2	1000	800	26.01	214.21	95.73	H16 - 4.0EA	794.40	8.24
		우측	3	1000	800	344.75	607.86	1285.46	H19 - 8.0EA	2292.00	1.76
좌 측 벽 체	1 층	중앙부	4	1000	534	153.58	400.86	857.31	H19 - 8.0EA	2292.00	2.61
		하부	5	1000	600	327.10	452.00	1642.63	H19 - 8.0EA	2292.00	1.38
우 측 벽 체	1 층	중앙부	6	1000	522	153.58	391.38	877.88	H19 - 8.0EA	2292.00	2.55
		하부	7	1000	600	327.10	452.00	1642.63	H19 - 8.0EA	2292.00	1.38
부 상 방 지 턱		좌측	8	1000	820	26.84	219.61	96.36	H16 - 4.0EA	794.40	8.18
		우측	9	1000	820	26.84	219.61	96.35	H16 - 4.0EA	794.40	8.18

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치		단면적비			0.0015hs			
			필요철근	사용철근	비고	필요철근량	사용철근량	비고	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		좌측 (배수구단면)	1	1292.0	1986.0	0.K	969.0	1986.0	0.K
		중앙부 (상면)	2	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		중앙부 (하면)	2	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
		우측	3	1800.0	1986.0	0.K	1350.0	1986.0	0.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	1256.6	1688.9	0.K	942.4	1688.9	0.K
		하부	5	1366.1	1688.9	0.K	1024.5	1688.9	0.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	1256.6	1688.9	0.K	942.4	1688.9	0.K
		하부	7	1366.1	1688.9	0.K	1024.5	1688.9	0.K
부상 방지턱		좌측	8	1800.0	2647.3	0.K	1350.0	2647.3	0.K
		우측	9	1800.0	2647.3	0.K	1350.0	2647.3	0.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	519.6	113.9	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		중앙부	2	532.6	68.1	636.50	2.00	-	H13	600	253.40	0.K
		우측	3	519.6	113.8	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		우측 (배수구단면)	3	354.6	149.2	492.99	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	347.1	104.6	482.49	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		하부	5	389.7	135.8	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	339.2	104.6	471.51	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		하부	7	389.7	135.8	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
부상 방지턱		좌측	8	532.6	90.4	532.61	-	-	-	-	-	0.K
		우측	9	532.6	90.4	532.61	-	-	-	-	-	0.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	1 경간	좌측	1	800	H19 - 8.0EA	125	408.104	0.K	3.27
		좌측(배수 구단면)	1	646	H19 - 8.0EA	125	403.200	0.K	3.23
		중앙부 (상면)	2	820	H16 - 8.0EA	125	344.524	0.K	2.76
		중앙부 (하면)	2	800	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측	3	800	H19 - 8.0EA	125	408.104	0.K	3.27
좌측벽체	1 층	중앙부	4	534	H19 - 8.0EA	125	705.924	0.K	5.65
		하부	5	600	H19 - 8.0EA	125	267.094	0.K	2.14
우측벽체	1 층	중앙부	6	522	H19 - 8.0EA	125	683.983	0.K	5.47
		하부	7	600	H19 - 8.0EA	125	267.094	0.K	2.14
부상방지턱		좌측	8	820	H16 - 4.0EA	250	2330.950	0.K	9.32
		우측	9	820	H16 - 4.0EA	250	2331.109	0.K	9.32

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp B U type (내공 : 8.6M × 4.235M, 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 (f_{ck}) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (E_c) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (f_y) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (E_s) = 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

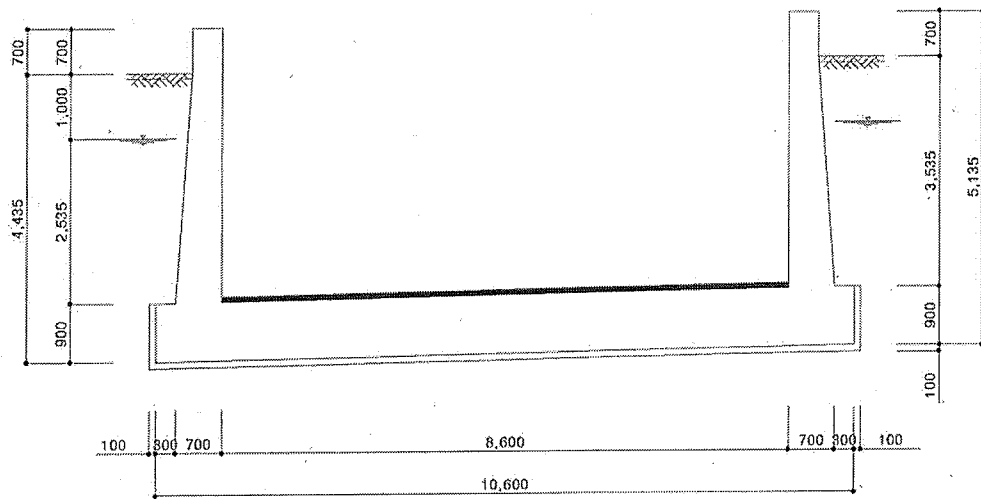
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단 면 가 정

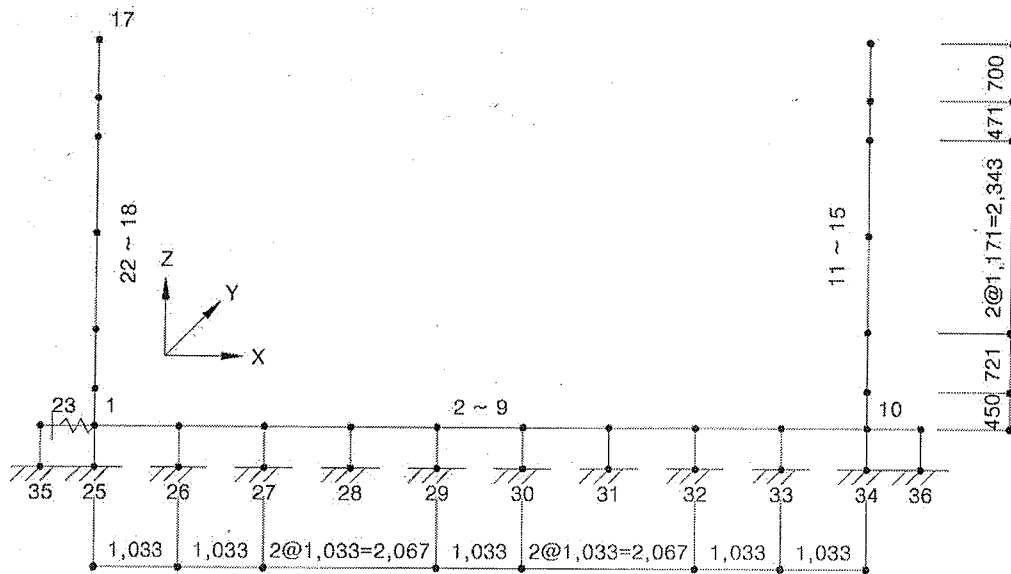


4. 해석모델 및 단면제원

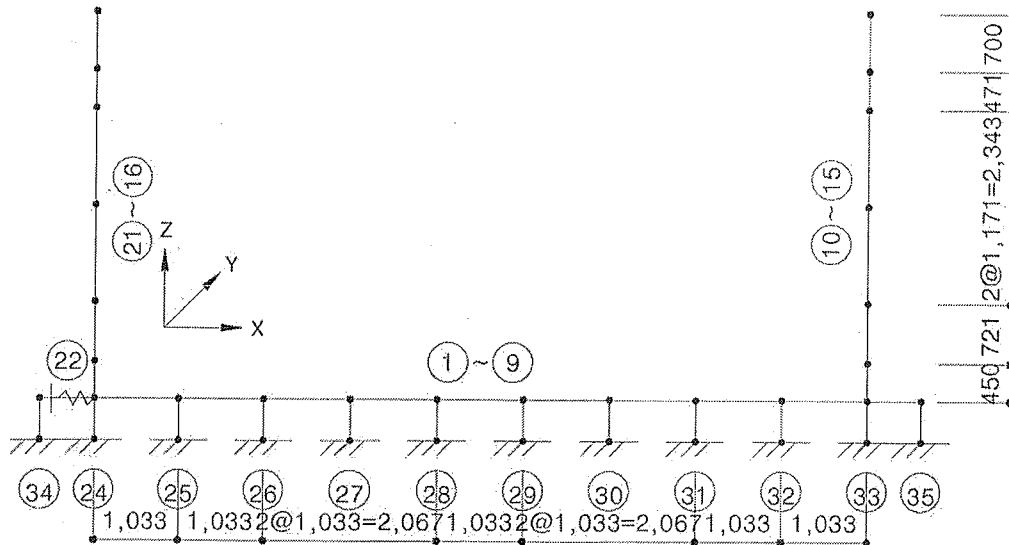
1) Modeling

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 절점삼도



② 부재삼도



2) 단면제원

N0	A (m ²)	I (m ⁴)	부 재
1	0.900 × 1.000 = 0.900	0.06075	1~9, 22~23
7	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	15~16

N0	A (m ²)	I (m ⁴)	절 점
2	0.700 × 1.000 = 0.700	0.02858	10
3	0.696 × 1.000 = 0.696	0.02807	11, 22
4	0.645 × 1.000 = 0.645	0.02234	12, 21
5	0.562 × 1.000 = 0.562	0.01479	13, 20
6	0.479 × 1.000 = 0.479	0.00916	14, 19

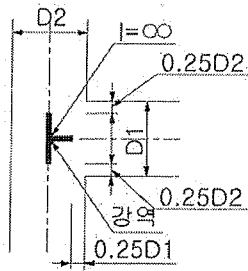
N0	Section(Tapper)	부 재
8	SEC 2 ~ 3	10
9	SEC 3 ~ 4	11
10	SEC 4 ~ 5	12
11	SEC 5 ~ 6	13
12	SEC 6 ~ 7	14
13	SEC 7 ~ 6	17
14	SEC 6 ~ 5	18
15	SEC 5 ~ 4	19
16	SEC 4 ~ 3	20
17	SEC 3 ~ 2	21

3) 단면좌표

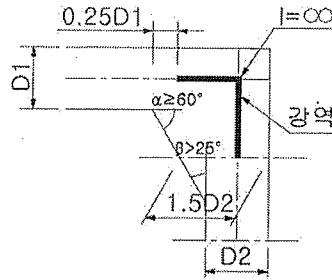
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.650	0.500	19	0.650	4.014
2	1.683	0.500	20	0.650	2.843
3	2.717	0.500	21	0.650	1.671
4	3.750	0.500	22	0.650	0.950
5	4.783	0.500	23	0.000	0.500
6	5.817	0.500	24	10.600	0.500
7	6.850	0.500	25	0.650	0.000
8	7.883	0.500	26	1.683	0.000
9	8.917	0.500	27	2.717	0.000
10	9.950	0.500	28	3.750	0.000
11	9.950	0.950	29	4.783	0.000
12	9.950	1.671	30	5.817	0.000
13	9.950	2.843	31	6.850	0.000
14	9.950	4.014	32	7.883	0.000
15	9.950	4.485	33	8.917	0.000
16	9.950	5.185	34	9.950	0.000
17	0.650	5.185	35	0.000	0.000
18	0.650	4.485	36	10.600	0.000

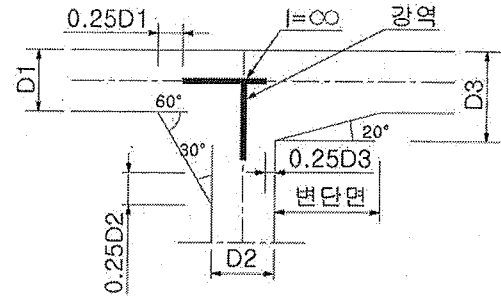
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 1 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 700 / 2 - 0.25 \times 900 = 125 \text{ mm}$$

(2) 1 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 900 / 2 - 0.25 \times 700 = 275 \text{ mm}$$

(3) 10 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 700 / 2 - 0.25 \times 900 = 125 \text{ mm}$$

(4) 10 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 900 / 2 - 0.25 \times 700 = 275 \text{ mm}$$

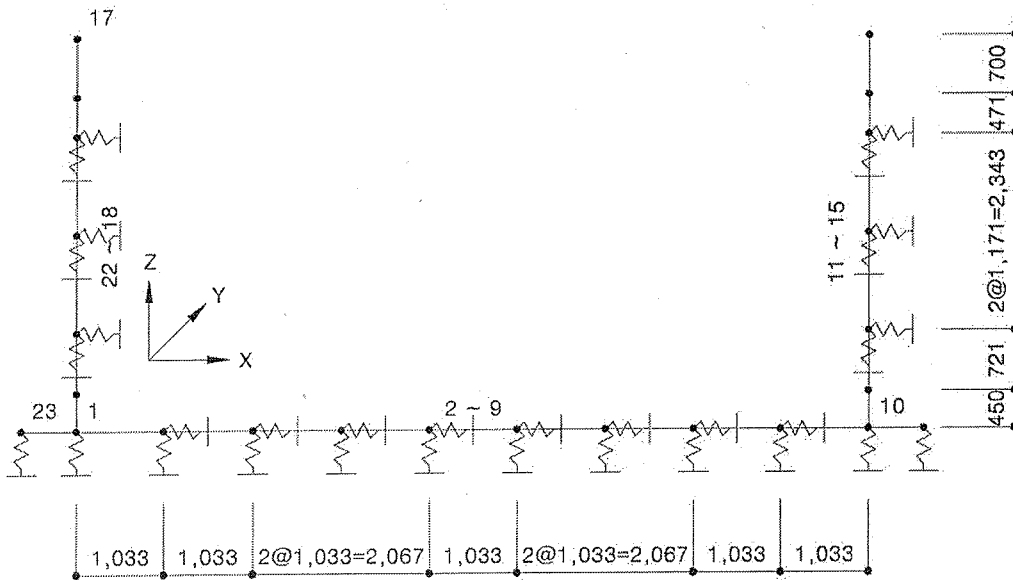
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

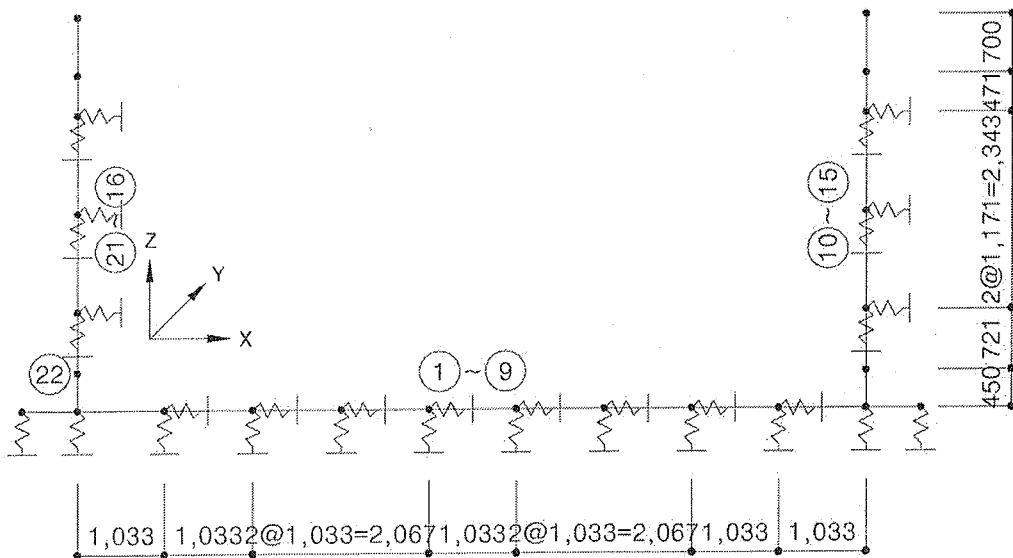
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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 부재삼도



2) 단면제원

NO	A (m ²)	I (m ⁴)	부 재
1	0.900 × 1.000 = 0.900	0.06075	1~9, 22~23
7	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	15~16

NO	A (m ²)	I (m ⁴)	절 점
2	0.700 × 1.000 = 0.700	0.02858	10
3	0.696 × 1.000 = 0.696	0.02807	11, 22
4	0.645 × 1.000 = 0.645	0.02234	12, 21
5	0.562 × 1.000 = 0.562	0.01479	13, 20
6	0.479 × 1.000 = 0.479	0.00916	14, 19

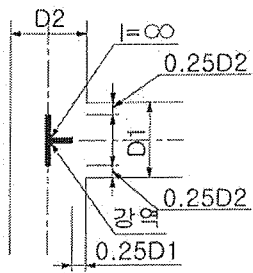
NO	Section(Tapper)	부 재
8	SEC 2 ~ 3	10
9	SEC 3 ~ 4	11
10	SEC 4 ~ 5	12
11	SEC 5 ~ 6	13
12	SEC 6 ~ 7	14
13	SEC 7 ~ 6	17
14	SEC 6 ~ 5	18
15	SEC 5 ~ 4	19
16	SEC 4 ~ 3	20
17	SEC 3 ~ 2	21

3) 단면좌표

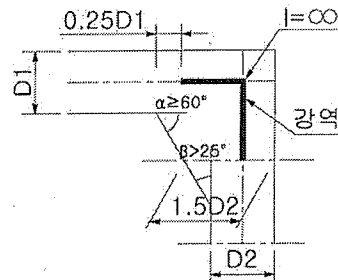
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.650	0.000	13	9.950	2.343
2	1.683	0.000	14	9.950	3.514
3	2.717	0.000	15	9.950	3.985
4	3.750	0.000	16	9.950	4.685
5	4.783	0.000	17	0.650	4.685
6	5.817	0.000	18	0.650	3.985
7	6.850	0.000	19	0.650	3.514
8	7.883	0.000	20	0.650	2.343
9	8.917	0.000	21	0.650	1.171
10	9.950	0.000	22	0.650	0.450
11	9.950	0.450	23	0.000	0.000
12	9.950	1.171	24	10.600	0.000

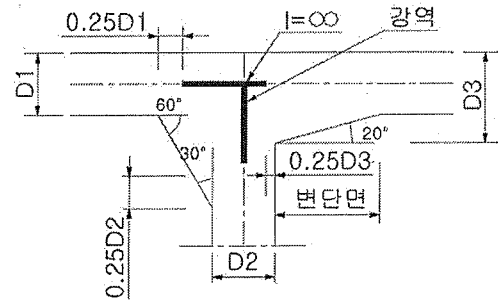
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 1 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 700 / 2 - 0.25 \times 900 = 125 \text{ mm}$$

(2) 1 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 900 / 2 - 0.25 \times 700 = 275 \text{ mm}$$

(3) 10 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 700 / 2 - 0.25 \times 900 = 125 \text{ mm}$$

(4) 10 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 900 / 2 - 0.25 \times 700 = 275 \text{ mm}$$

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 = E_0 의 산정방법에 대한 보정계수

E_0 = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (K_v)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

E_0 : 지반탄성계수 (kN/m^2)

$$\alpha = 1$$

$$E_0 = 28000.00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{지반보고서 참조})$$

$$B_v = \sqrt{B \times B} = \sqrt{10.600 \times 10.600} = 10.60 \text{ m } (L > B)$$

$$K_{v0} = 1 / 0.3 \times 1 \times 28000 = 93330.00 \text{ kN/m}^3$$

$$K_v = 93330.000 \times (10.600 / 0.3)^{-3/4} = 6439.95 \text{ kN/m}^3$$

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (0.650/2 + 1.033/2) = 5420 \text{ kN/m}$	1, 10
Kv2	$K_v \times (1.033/2 + 1.033/2) = 6655 \text{ kN/m}$	2~9
Kv3	$K_v \times (0.000/2 + 0.325/2) = 1046 \text{ kN/m}$	23, 24
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 = E_0 의 산정방법에 대한 보정계수

E_0 = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (K_v)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

여기서,

$$K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

E_0 : 지반탄성계수 (kN/m^2)

$$\alpha = 2$$

$$E_0 = 28000.00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{지반보고서 참조})$$

(1) 하부슬래브 : 제1토층, 매립토

① 연직방향 지반반력계수

$$E_0 = 28000.000 \text{ kN/m}^2$$

$$B_v = \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(10.600 \times 10.600)} = 10.600 \text{ m}$$

$$K_{v0} = 1 / 0.3 \times \alpha \times E_0 = 1 / 0.3 \times 2 \times 28000.0 = 186666.67 \text{ kN/m}^3$$

$$K_v = 186666.670 \times (10.600 / 0.3)^{-3/4} = 12880.37 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 12880.370 = 4293.46 \text{ kN/m}^3$$

(2) 측벽 : 제1토층, 성토재

① 수평방향 지반반력계수

$$E_0 = 28000.000 \text{ kN/m}^2$$

$$B_v = \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(4.435 \times 4.435)} = 4.435 \text{ m}$$

$$K_{h0} = 1 / 0.3 \times \alpha \times E_0 = 1 / 0.3 \times 2 \times 28000.0 = 186666.67 \text{ kN/m}^3$$

$$K_h = 186666.670 \times (4.435 / 0.3)^{-3/4} = 24759.25 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 24759.250 = 8253.08 \text{ kN/m}^3$$

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

$$E_o = 28000.000 \text{ kN/m}^2$$

$$B_v = \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(4.435 \times 4.435)} = 4.435 \text{ m}$$

$$K_h o = 1 / 0.3 \times \alpha \times 1 = 1 / 0.3 \times 2 \times 28000.0 = 186666.67 \text{ kN/m}^3$$

$$K_h = 186666.670 \times (4.435 / 0.3)^{-3/4} = 24759.25 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 24759.250 = 8253.08 \text{ kN/m}^3$$

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	$K_h \times (1.171/2 + 1.171/2) = 28999 \text{ kN/m}$	12~14, 19~21
Kss1	$K_{ss} \times (1.171/2 + 1.171/2) = 9666 \text{ kN/m}$	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.033/2 + 1.033/2) = 13310 \text{ kN/m}$	2~9
Ksb1	$K_{sb} \times (1.033/2 + 1.033/2) = 4437 \text{ kN/m}$	
Kv2	$K_v \times (0.000/2 + 0.325/2) = 2093 \text{ kN/m}$	23, 24
Ksb2	$K_{sb} \times (0.000/2 + 0.325/2) = 698 \text{ kN/m}$	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (0.650/2 + 1.033/2) = 10841 \text{ kN/m}$	1, 10
Ksb1	$K_h \times (1.171/2 + 1.171/2) = 28999 \text{ kN/m}$	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 부상방지턱에 작용하는 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.080×23.00	= 1.840 kN/m ²
- 토사	: 3.455×19.00	= 65.645 kN/m ²
$\therefore \text{Total We1}$		= 67.485 kN/m ²

② 부상방지턱에 작용하는 고정하중 (지하수가 있을경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.080×23.00	= 1.840 kN/m ²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.920×19.00	= 17.480 kN/m ²
- 흙(지하수위 이하)	: 2.535×10.00	= 25.350 kN/m ²
$\therefore \text{Total We2}$		= 44.670 kN/m ²

3) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = $10.000 \times 0.500 = 5.000 \text{ kN/m}^2$

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1	= $0.080 \times 23.000 \times 0.500$	= 0.920 kN/m ²
Wh2	= $0.920 + 0.391 \times 19.000 \times 0.500$	= 4.637 kN/m ²
Wh3	= $4.637 + 1.171 \times 19.000 \times 0.500$	= 15.764 kN/m ²
Wh4	= $15.764 + 1.171 \times 19.000 \times 0.500$	= 26.891 kN/m ²
Wh5	= $26.891 + 0.721 \times 19.000 \times 0.500$	= 33.743 kN/m ²
Wh6	= $33.743 + 0.450 \times 19.000 \times 0.500$	= 38.017 kN/m ²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1	= $0.080 \times 23.000 \times 0.500$	= 0.920 kN/m ²
Wh2	= $0.920 + 0.391 \times 19.000 \times 0.500$	= 4.637 kN/m ²
Wh3	= $4.637 + 0.529 \times 19.000 \times 0.500$	= 9.660 kN/m ²
Wh4	= $9.660 + 0.642 \times 10.000 \times 0.500$	= 12.873 kN/m ²
Wh5	= $12.873 + 1.171 \times 10.000 \times 0.500$	= 18.729 kN/m ²
Wh6	= $18.729 + 0.721 \times 10.000 \times 0.500$	= 22.335 kN/m ²
Wh7	= $22.335 + 0.450 \times 10.000 \times 0.500$	= 24.585 kN/m ²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

Ww1	= 0.642×10.000	= 6.425 kN/m ²
Ww2	= $6.425 + 1.171 \times 10.000$	= 18.138 kN/m ²
Ww3	= $18.138 + 0.721 \times 10.000$	= 25.350 kN/m ²
Ww4	= $25.350 + 0.450 \times 10.000$	= 29.850 kN/m ²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww5 = $(4.435 - 1.000) \times 10.000 = 34.350 \text{ kN/m}^2$

③ 부상방지턱에 작용하는 하중

- Ww6 = $(3.535 - 1.000) \times 10.000 = 25.350 \text{ kN/m}^2$

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$

- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$

$$\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15^\circ \text{ C}$$

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	:	4.045°
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	:	4.045°
δ	=	벽면마찰각	:	0.000°
kh	=	설계수평진도	:	0.063
θ	=	$\tan^{-1}(kh/(1-kv)), kv =$	:	3.605

$$K_{EA} = \frac{= 0.380 \quad \cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)}} \right]^2}$$

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

$$\begin{aligned}
 Wh1 &= 0.080 \times 23.000 \times 0.464 &= 0.854 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh2 &= 0.854 + 0.391 \times 19.000 \times 0.464 &= 4.303 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh3 &= 4.303 + 1.171 \times 19.000 \times 0.464 &= 14.629 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh4 &= 14.629 + 1.171 \times 19.000 \times 0.464 &= 24.955 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh5 &= 24.955 + 0.721 \times 19.000 \times 0.464 &= 31.313 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh6 &= 31.313 + 0.450 \times 19.000 \times 0.464 &= 35.280 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

$$\begin{aligned}
 Wh1 &= 0.080 \times 23.000 \times 0.400 &= 0.736 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh2 &= 0.736 + 0.391 \times 19.000 \times 0.400 &= 3.710 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh3 &= 3.710 + 1.171 \times 19.000 \times 0.400 &= 12.611 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh4 &= 12.611 + 1.171 \times 19.000 \times 0.400 &= 21.513 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh5 &= 21.513 + 0.721 \times 19.000 \times 0.400 &= 26.994 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh6 &= 26.994 + 0.450 \times 19.000 \times 0.400 &= 30.414 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

$$\begin{aligned}
 Wh1 &= 0.080 \times 23.000 \times 0.464 &= 0.854 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh2 &= 0.854 + 0.391 \times 19.000 \times 0.464 &= 4.303 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh3 &= 4.303 + 0.529 \times 19.000 \times 0.464 &= 8.964 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh4 &= 8.964 + 0.642 \times 10.000 \times 0.464 &= 11.946 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh5 &= 11.946 + 1.171 \times 10.000 \times 0.464 &= 17.381 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh6 &= 17.381 + 0.721 \times 10.000 \times 0.464 &= 20.727 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh7 &= 20.727 + 0.450 \times 10.000 \times 0.464 &= 22.815 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

$$\begin{aligned}
 Wh1 &= 0.080 \times 23.000 \times 0.400 &= 0.736 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh2 &= 0.736 + 0.391 \times 19.000 \times 0.400 &= 3.710 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh3 &= 3.710 + 0.529 \times 19.000 \times 0.400 &= 7.728 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh4 &= 7.728 + 0.642 \times 10.000 \times 0.400 &= 10.298 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh5 &= 10.298 + 1.171 \times 10.000 \times 0.400 &= 14.983 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh6 &= 14.983 + 0.721 \times 10.000 \times 0.400 &= 17.868 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh7 &= 17.868 + 0.450 \times 10.000 \times 0.400 &= 19.668 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

8) 구체 관성력

$$f_i = A_i \times r_{con} \times c \times KH$$

① 하부슬래브

기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f_b = 0.900 \times 25.000 \times 0.063$ = 1.417	$f_b = 0.900 \times 25.000 \times 0.154$ = 3.465

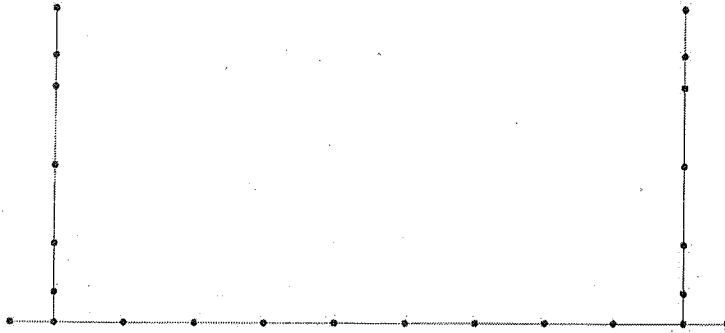
② 측벽

기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f_1 = 0.450 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.709	$f_1 = 0.450 \times 25.000 \times 0.154$ = 1.732
$f_2 = 0.450 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.709	$f_2 = 0.450 \times 25.000 \times 0.154$ = 1.732

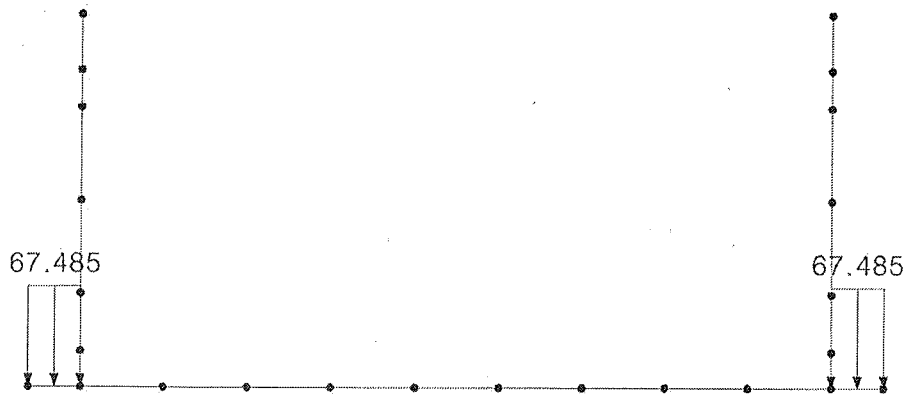
$f3 = 0.483 \times 25.000 \times 0.063$ $= 0.761$	$f3 = 0.483 \times 25.000 \times 0.154$ $= 1.861$
$f4 = 0.566 \times 25.000 \times 0.063$ $= 0.892$	$f4 = 0.566 \times 25.000 \times 0.154$ $= 2.180$
$f5 = 0.649 \times 25.000 \times 0.063$ $= 1.022$	$f5 = 0.649 \times 25.000 \times 0.154$ $= 2.499$
$f6 = 0.700 \times 25.000 \times 0.063$ $= 1.103$	$f6 = 0.700 \times 25.000 \times 0.154$ $= 2.695$
$f7 = 0.700 \times 25.000 \times 0.063$ $= 1.103$	$f7 = 0.700 \times 25.000 \times 0.154$ $= 2.695$

10. 하 중 재 하 (상시)

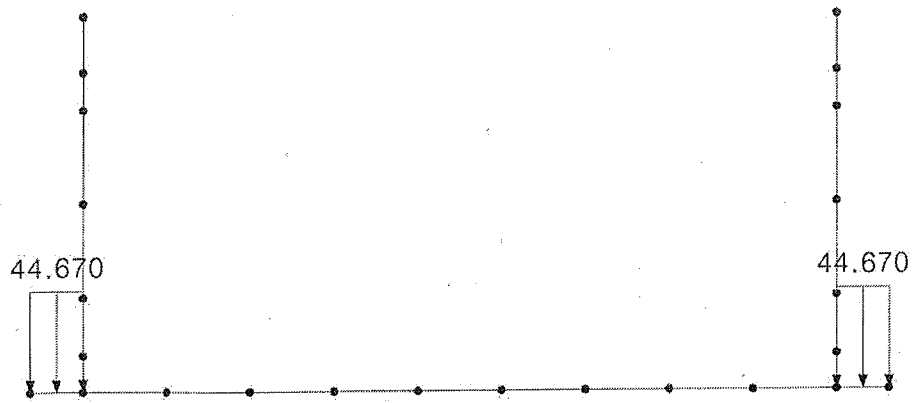
1) CASE1 - 구체자중(SW)



2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



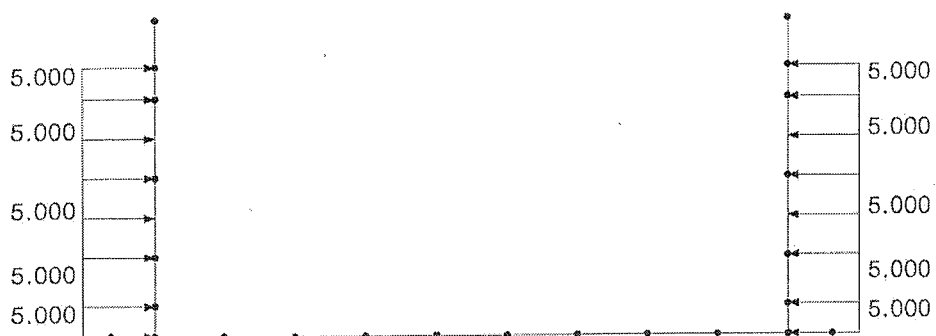
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有 (PAVEW)



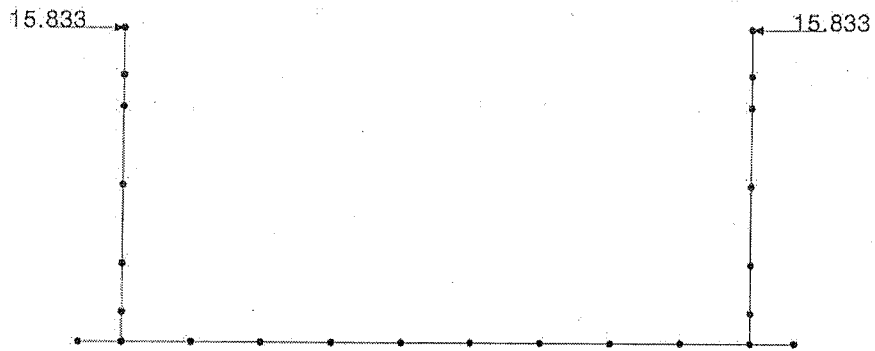
4) CASE4 - 상재활하중(LIVEA)



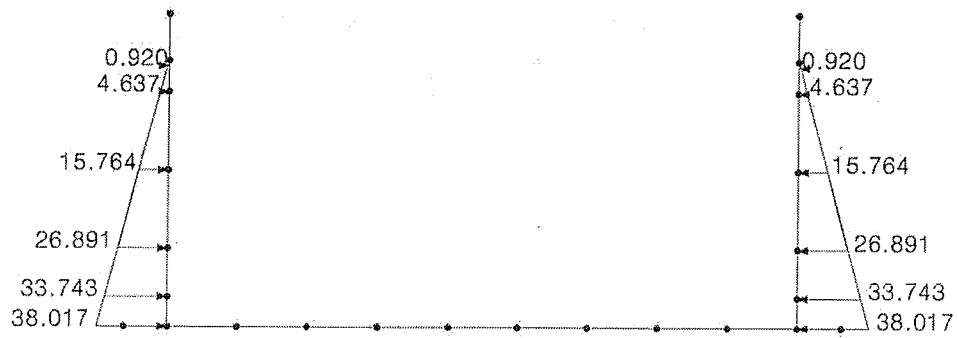
5) CASE5 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



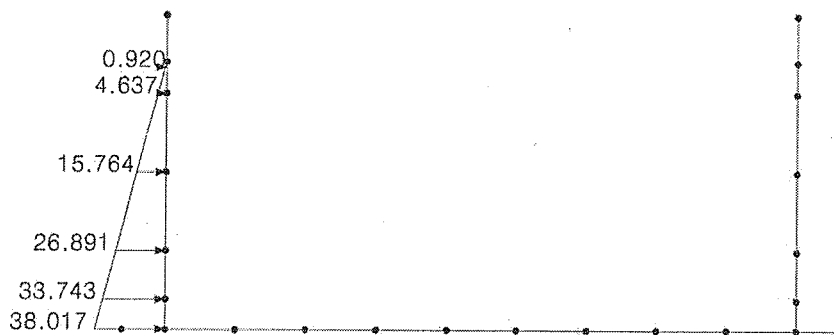
6) CASE6 - 총돌하중(CL)



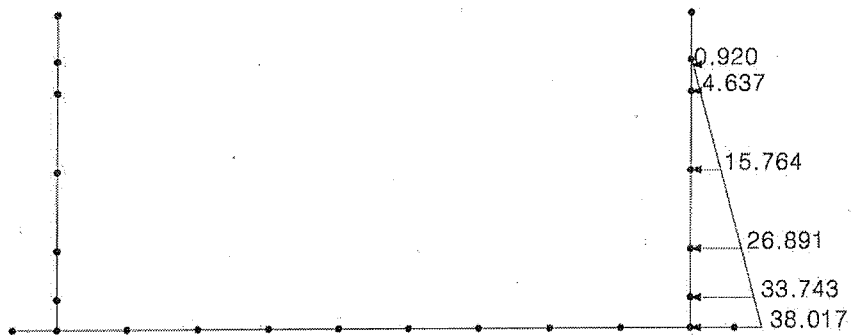
7) CASE7 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



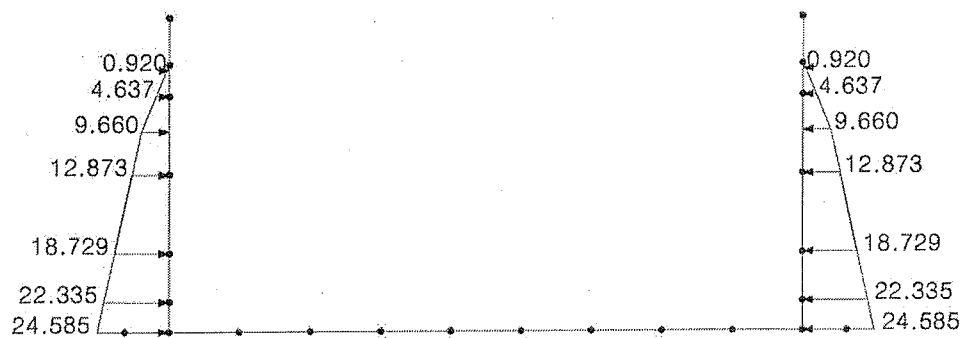
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



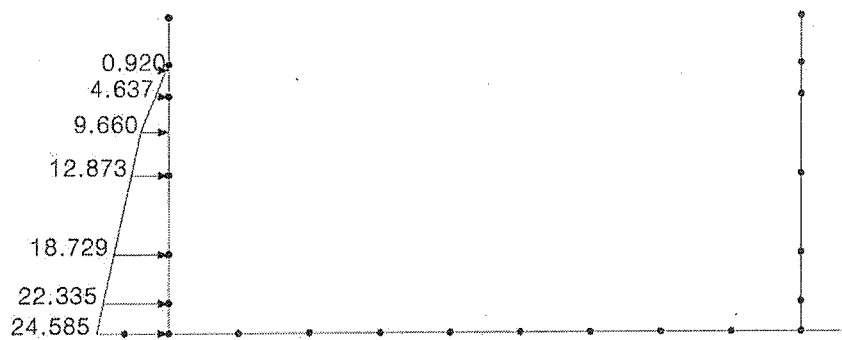
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



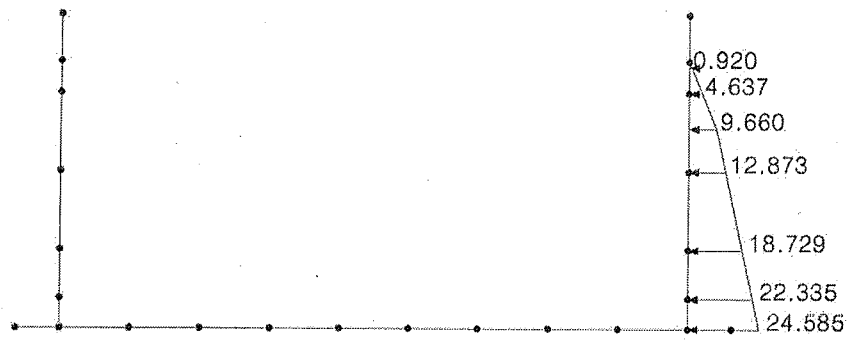
10) CASE10 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



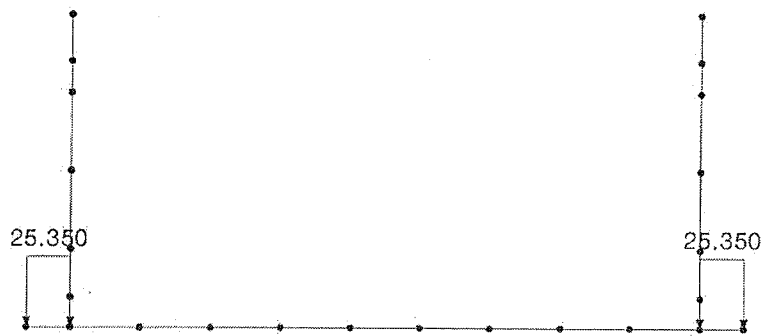
11) CASE11 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



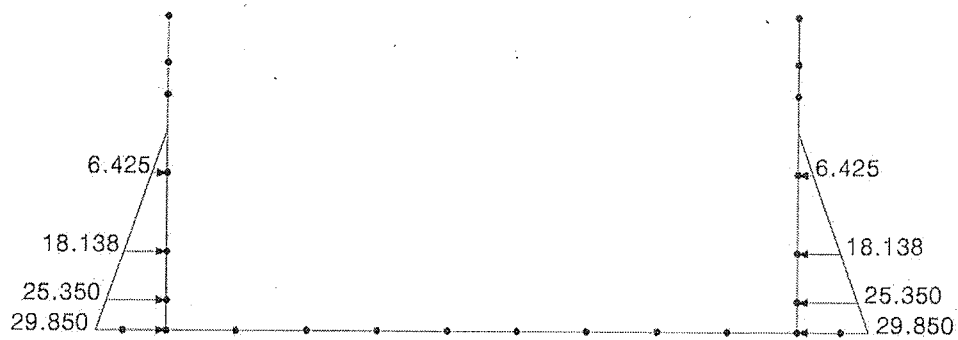
12) CASE12 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



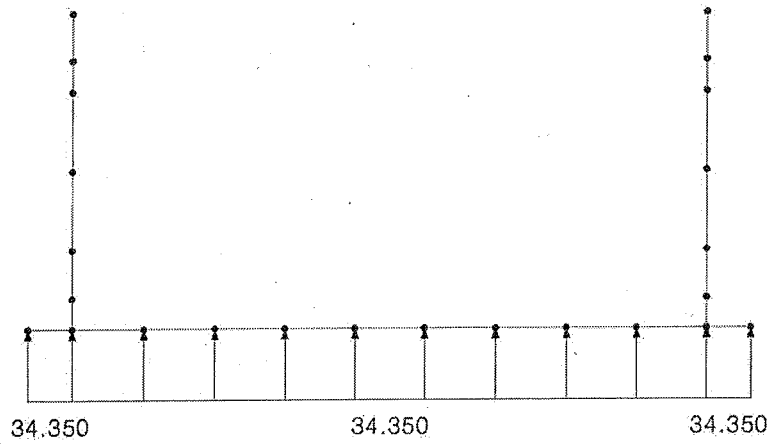
13) CASE13 - 연직수압(WATERV)



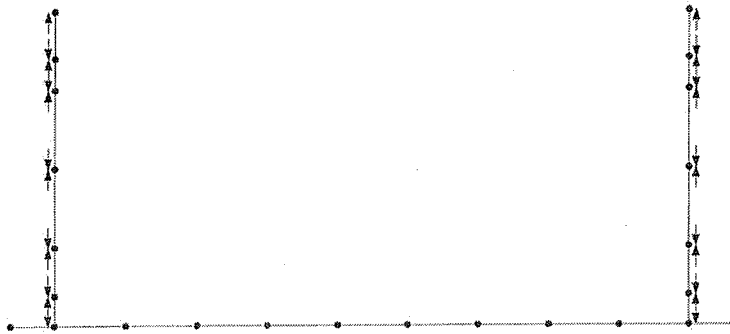
14) CASE14 - 수평수압(WATERH)



15) CASE15 - 부력 (BUOYANCY)

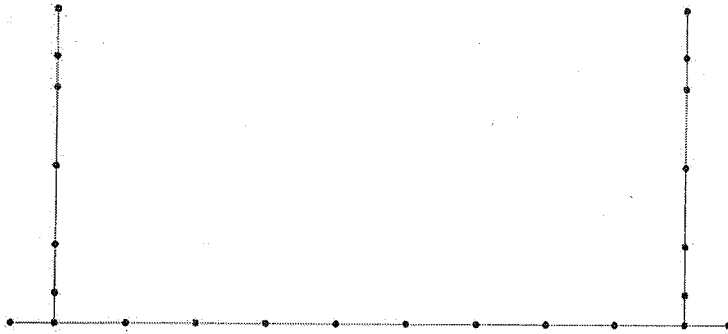


16) CASE16 - 건조수축 -15°C (SHRINK)

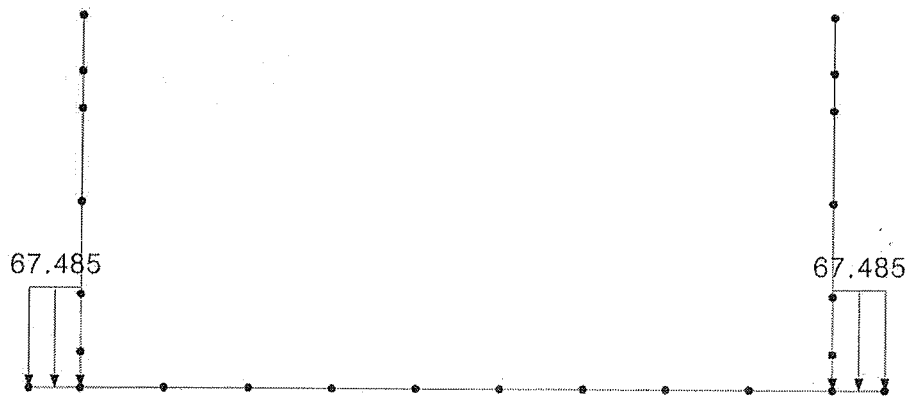


11. 하중 재하 (기능수행)

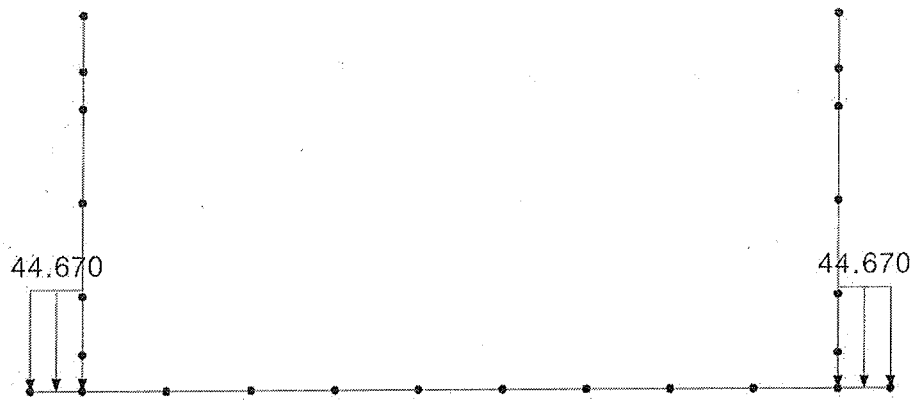
1) CASE1 - 구체자중(SW)



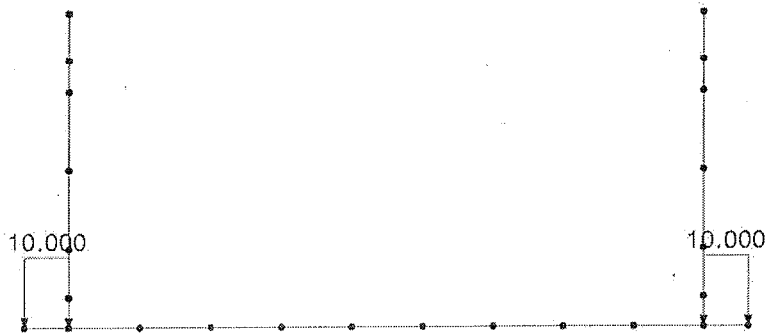
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



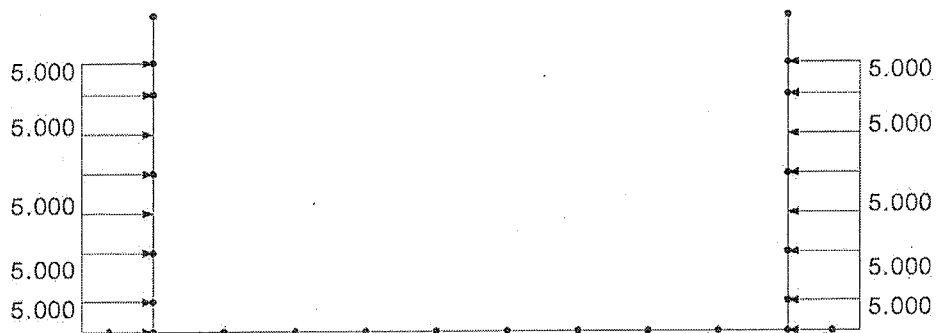
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有 (PAVEW)



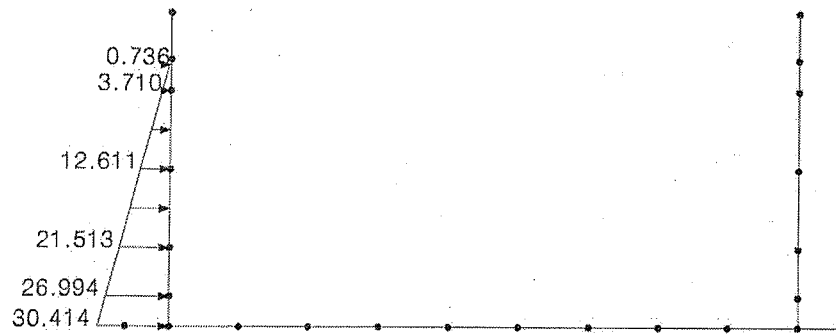
4) CASE4 - 지진시 상재활하중 (LIVEAE)



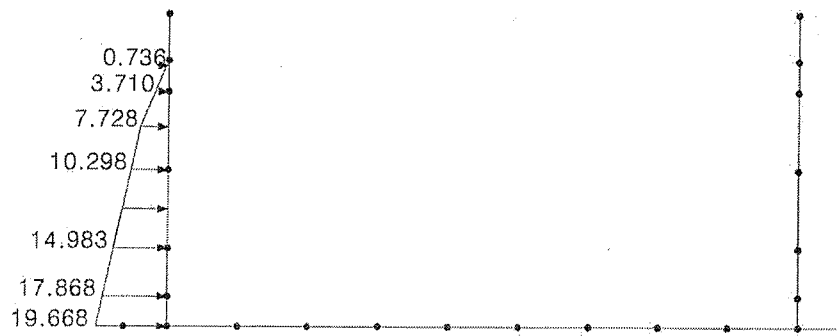
5) CASE5 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중 (LIVEAHE)



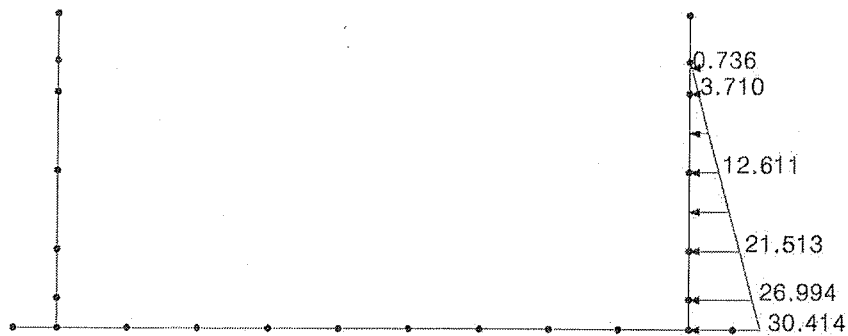
6) CASE6 - 지진시 편토압(좌측) 2(S01LLE2)



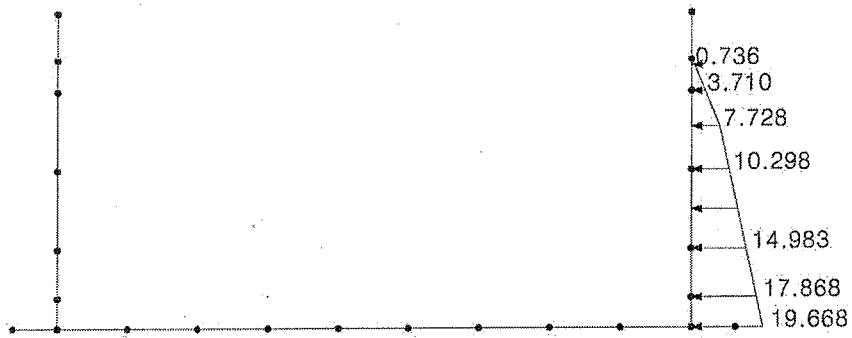
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(S01LLE2)



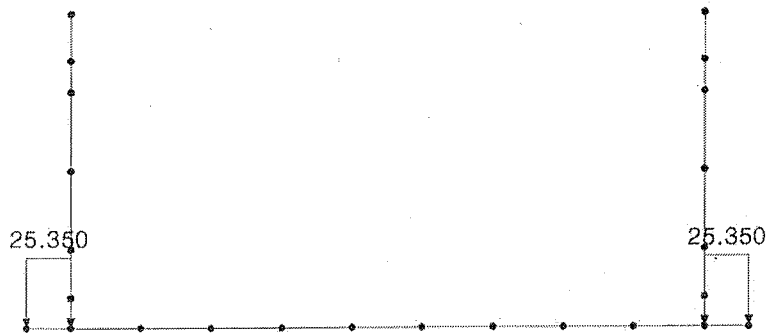
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(S01LRE2)



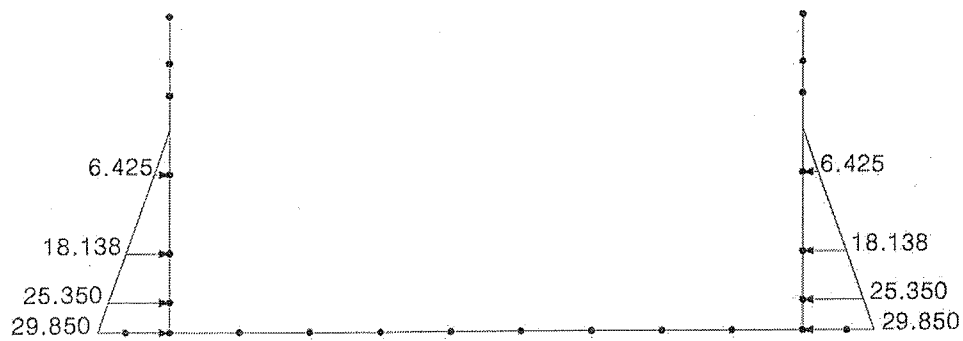
9) CASE9 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



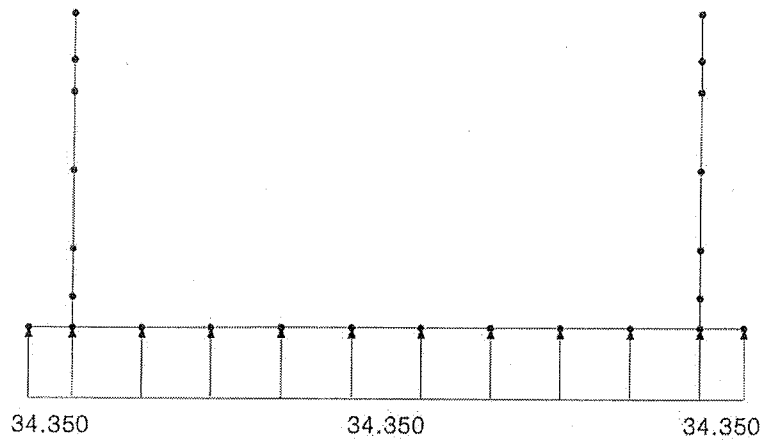
10) CASE10 - 연직수압(WATERV)



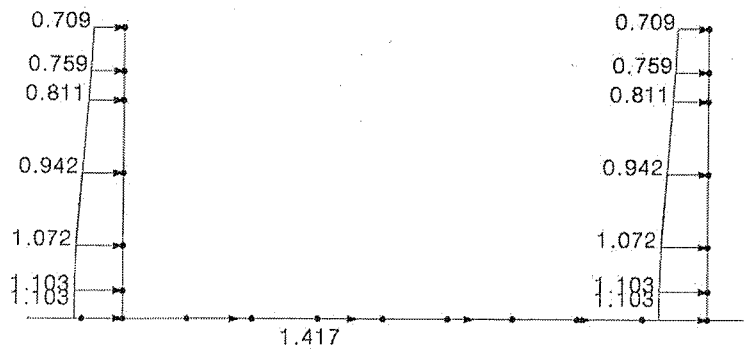
11) CASE11 - 수평수압(WATERH)



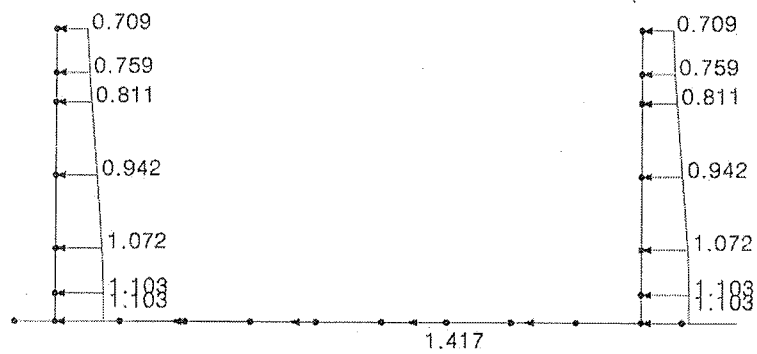
12) CASE12 - 부력(BUOYANCY)



13) CASE13 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

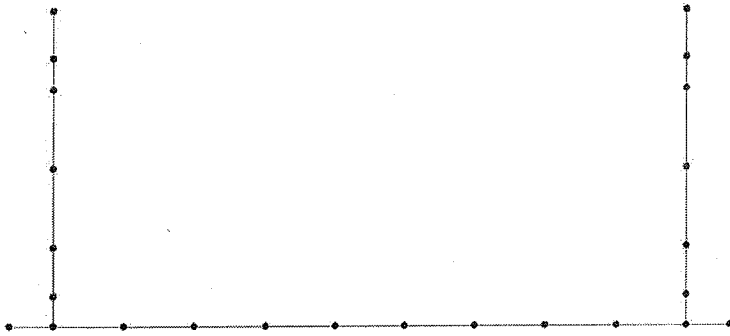


14) CASE14 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

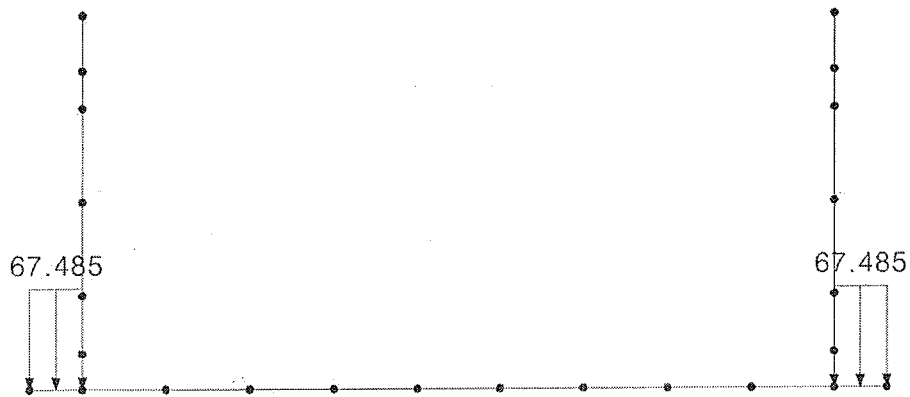


12. 하중 재하 (붕괴방지)

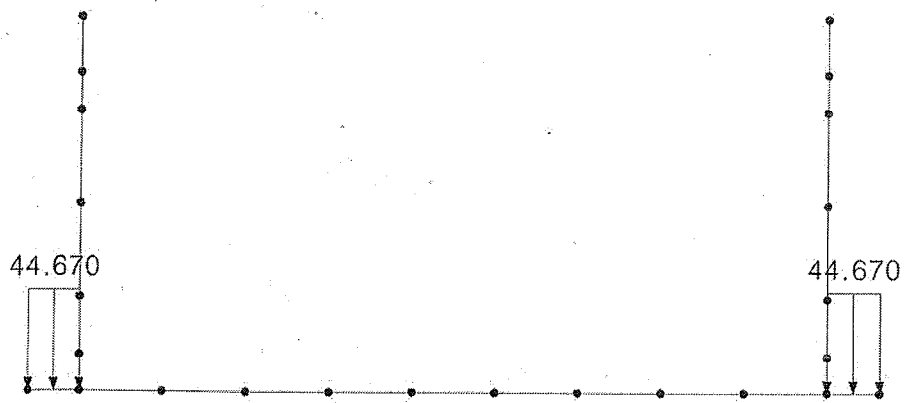
1) CASE1 - 구체자중(SW)



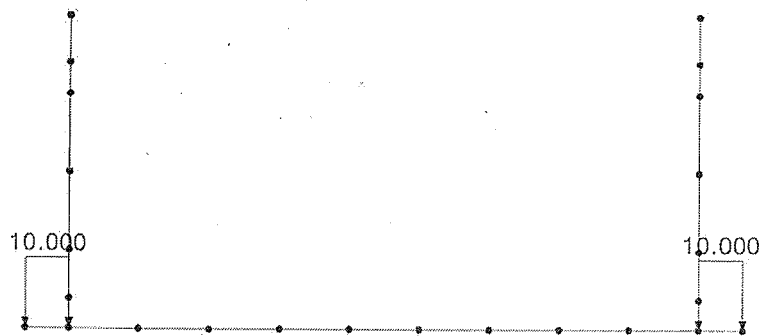
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



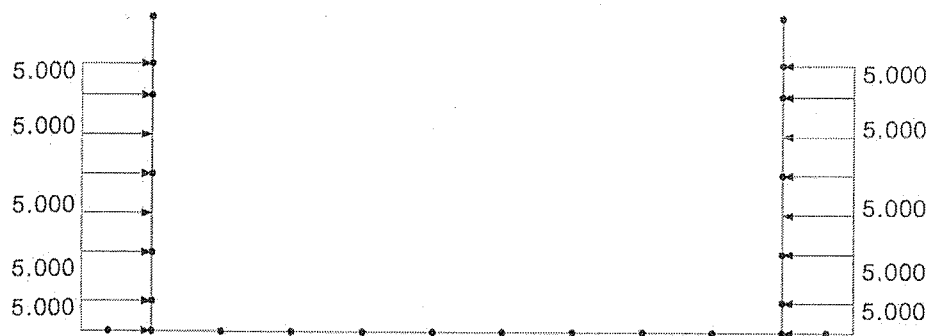
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有 (PAVEW)



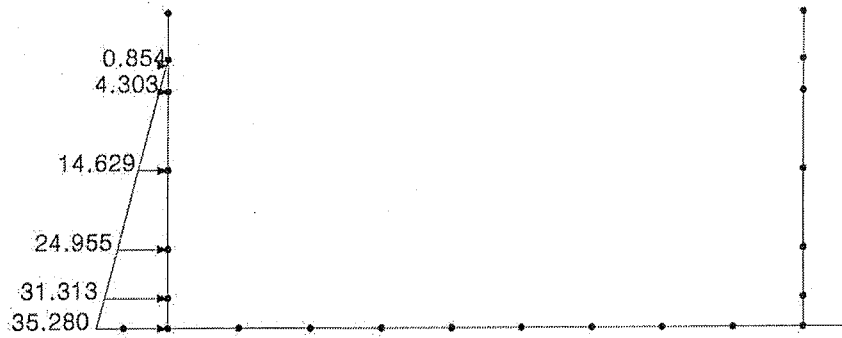
4) CASE4 - 지진시 상재활하중 (LIVEAE)



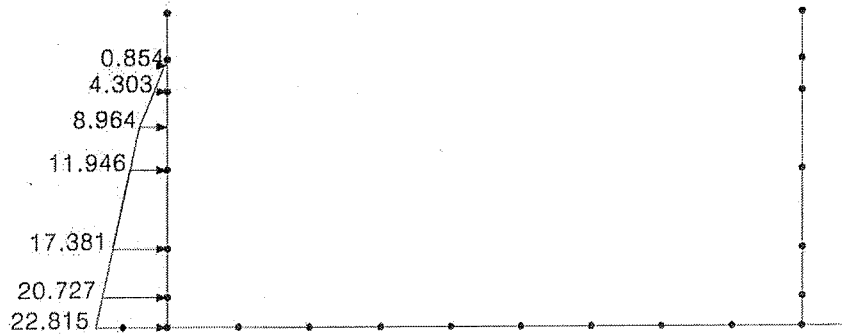
5) CASE5 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중 (LIVEAHE)



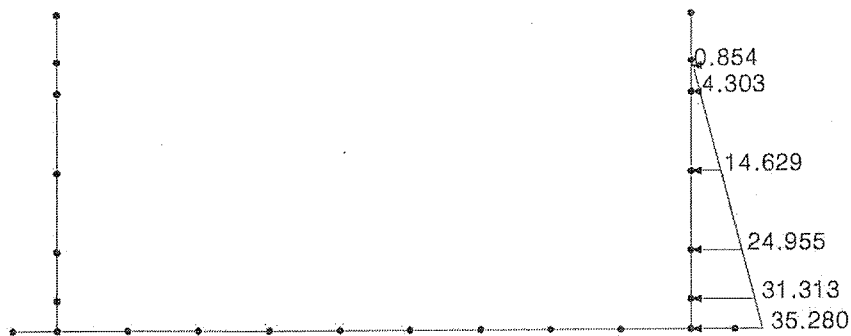
6) CASE6 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



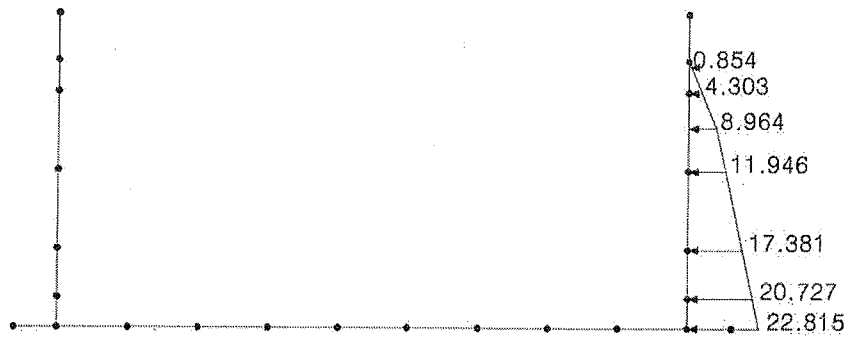
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



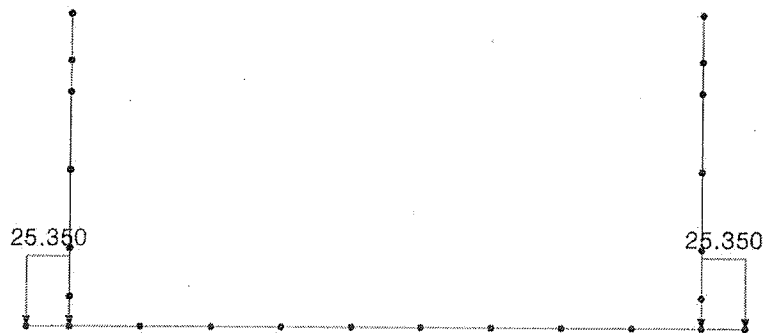
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILLRE)



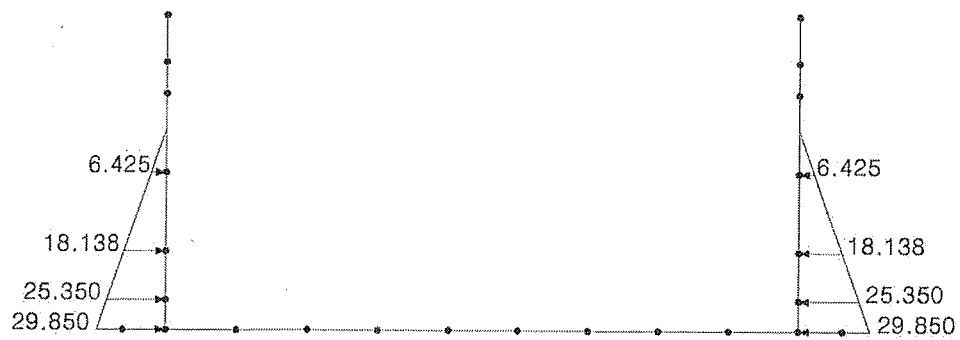
9) CASE9 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILWE)



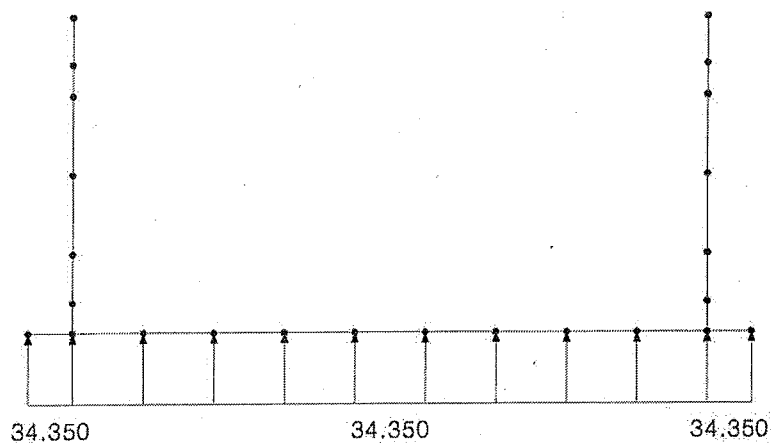
10) CASE10 - 연직수압(WATERV)



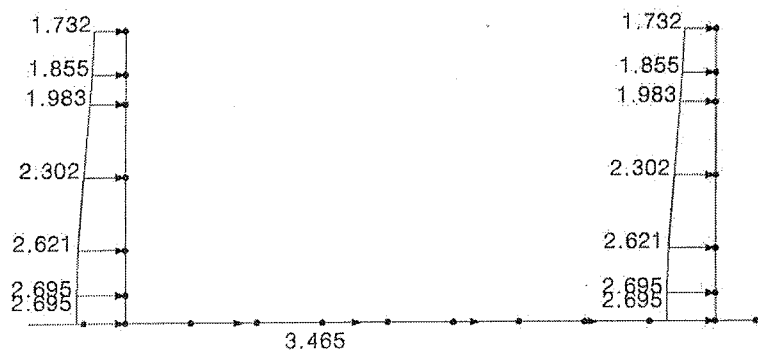
11) CASE11 - 수평수압(WATERH)



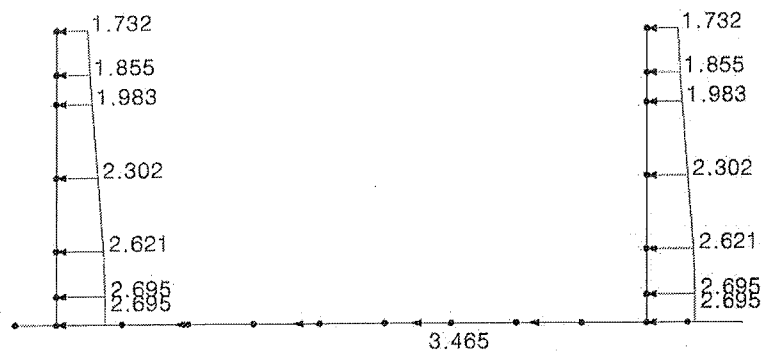
12) CASE12 - 부력(BUOYANCY)



13) CASE13 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



14) CASE14 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 H_v 에 대한 보정계수

$h \leq 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.0$

$h > 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.05 - 0.025h (\geq 0.875) = 1.000$, $h = -0.700 \text{ m}$

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	1.200	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	●

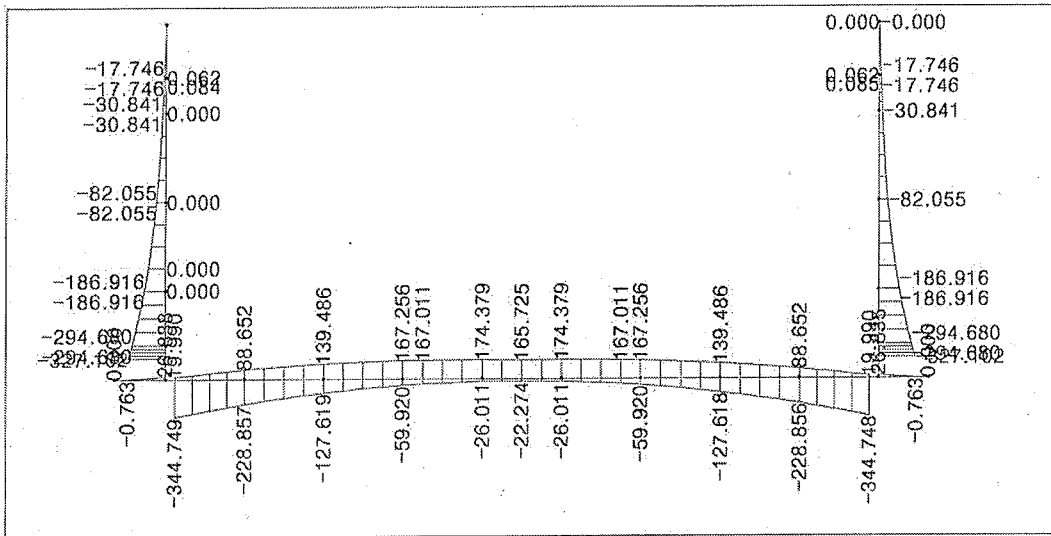
4) 지진시(기능수행수준)

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	●

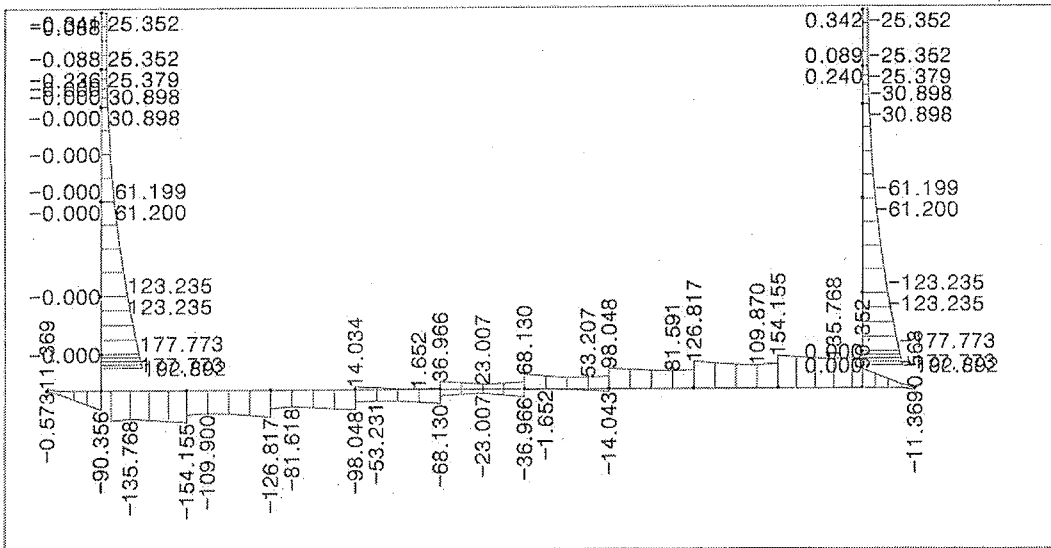
14. 단면력정리

14.1 상시

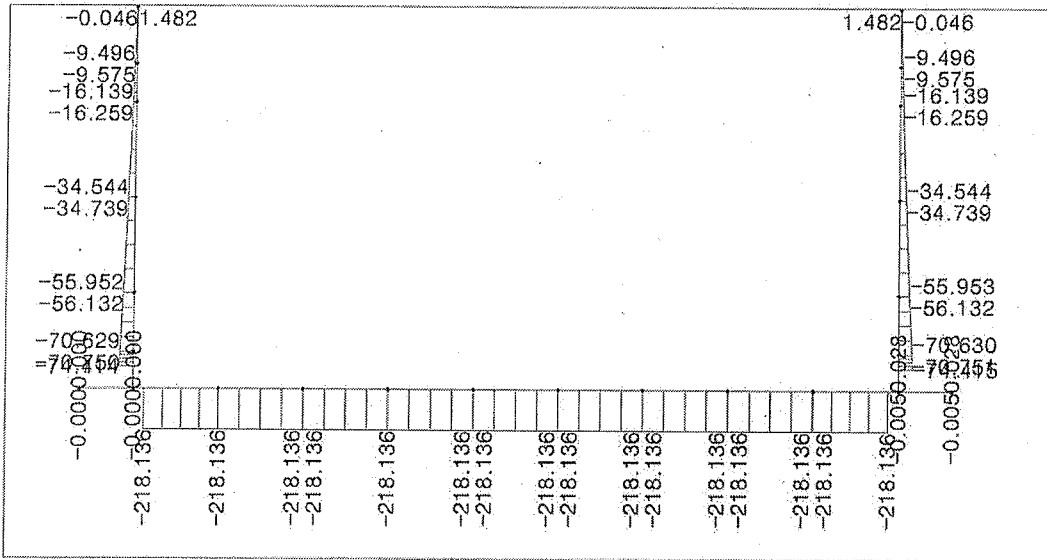
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



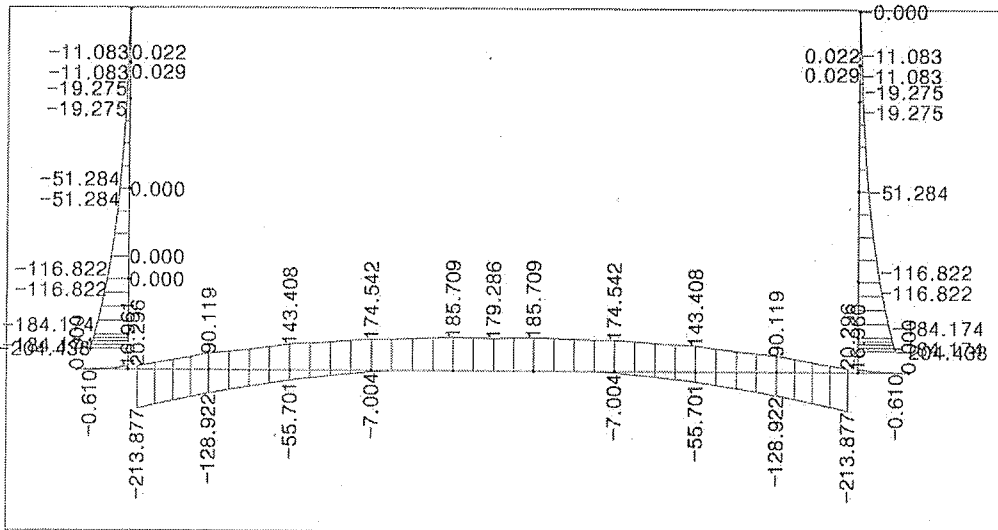
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

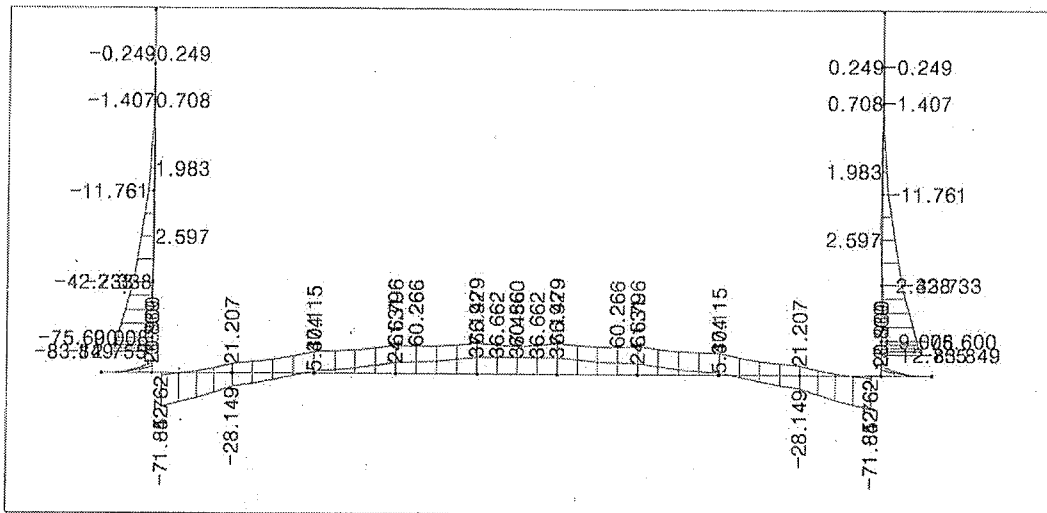


5) 단면력 정리

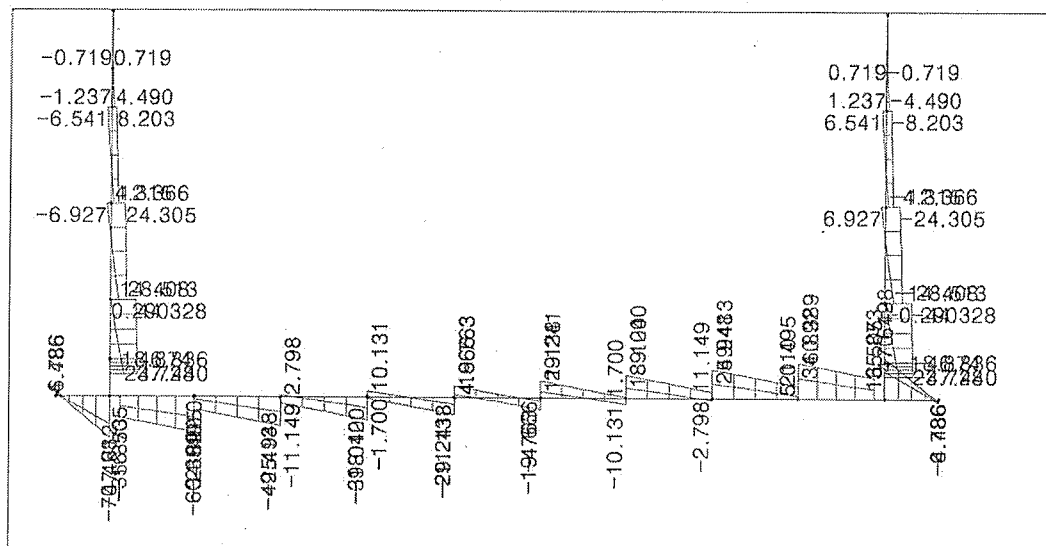
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 영간	좌측	1	344.75	113.86	218.14	213.88	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	2	174.38	68.12	218.14	185.71	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	3	26.01	68.12	218.14	0.00	1000.00	900.00	
		우측	4	344.75	113.84	218.14	213.88	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	153.58	104.61	50.38	95.99	1000.00	634.37	
		하부	6	327.10	135.75	74.41	204.44	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	153.58	104.63	50.38	95.99	1000.00	622.20	
		하부	8	327.10	135.77	74.42	204.44	1000.00	700.00	
부상 방지턱		좌측	9	26.84	90.36	0.00	16.96	1000.00	900.00	
		우측	10	26.84	90.35	0.03	16.96	1000.00	900.00	

14.2 지진시(기능수행)

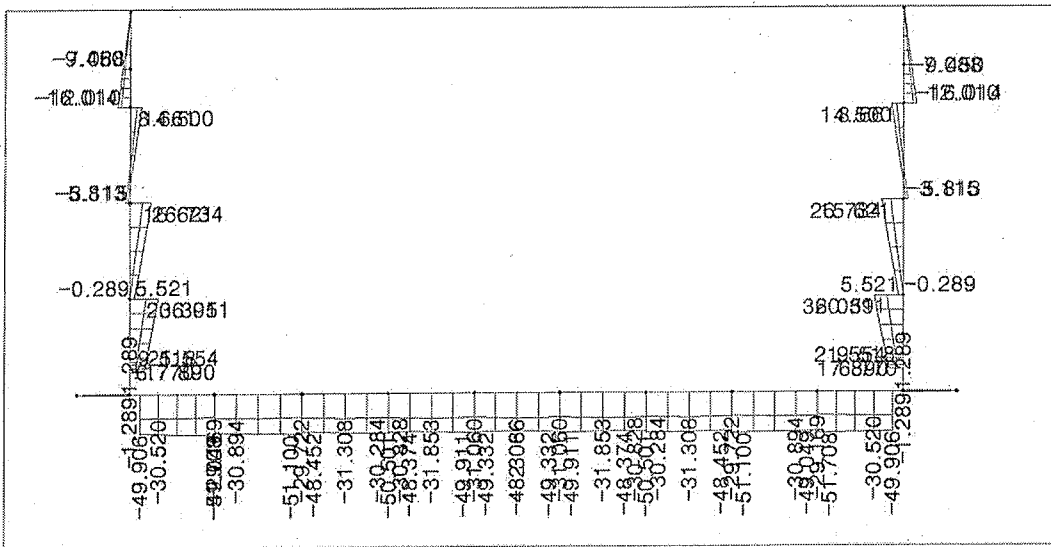
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

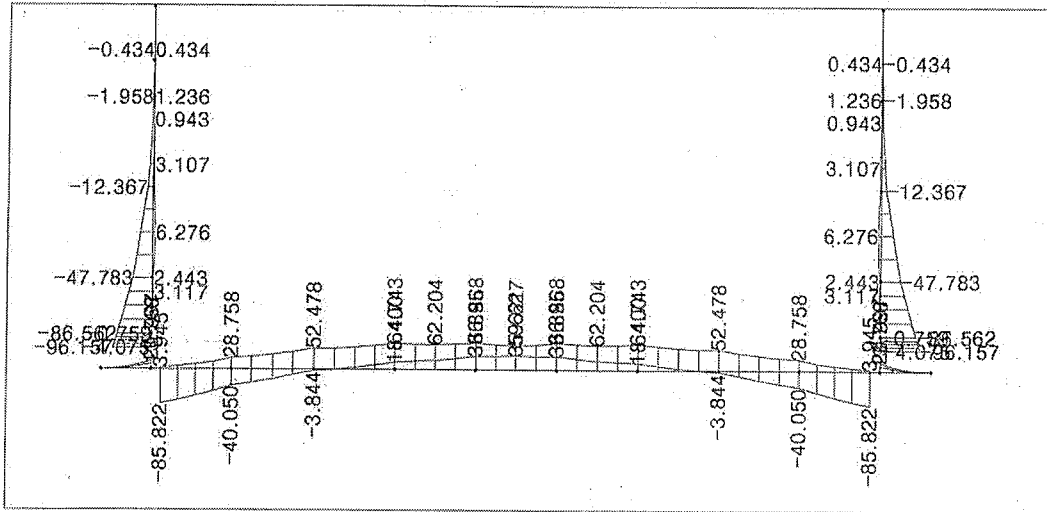


4) 단면력 정리

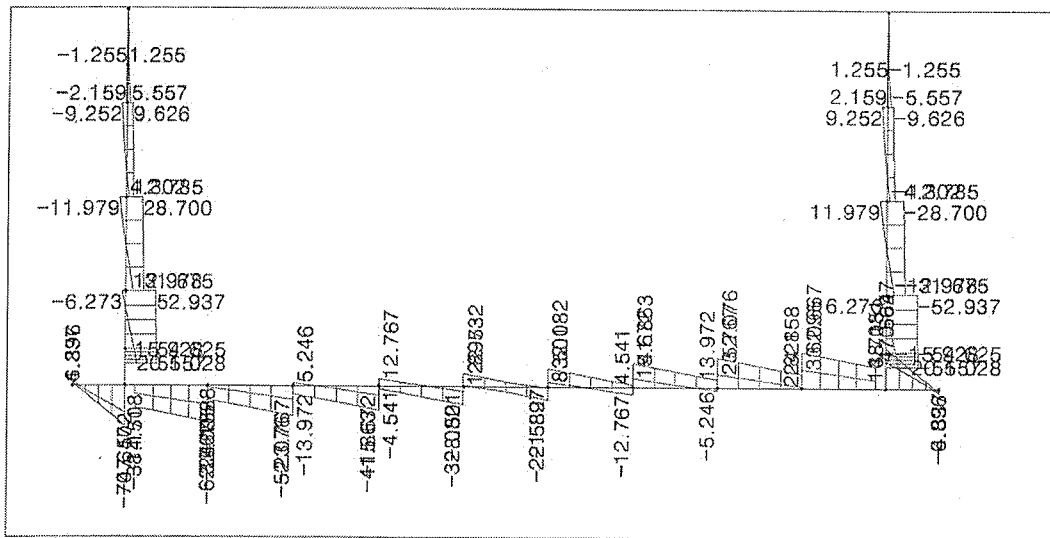
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	71.85	24.66	50.07	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	2	66.48	29.23	50.89	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	3	0.00	29.23	50.89	1000.00	900.00	
		우측	4	71.85	24.64	50.15	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	34.53	27.48	11.12	1000.00	634.37	
		하부	6	83.85	44.96	17.93	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	34.53	27.48	11.10	1000.00	622.20	
		하부	8	83.85	44.96	17.89	1000.00	700.00	
부상 방지턱		좌측	9	20.90	70.50	1.29	1000.00	900.00	
		우측	10	20.90	70.50	1.29	1000.00	900.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

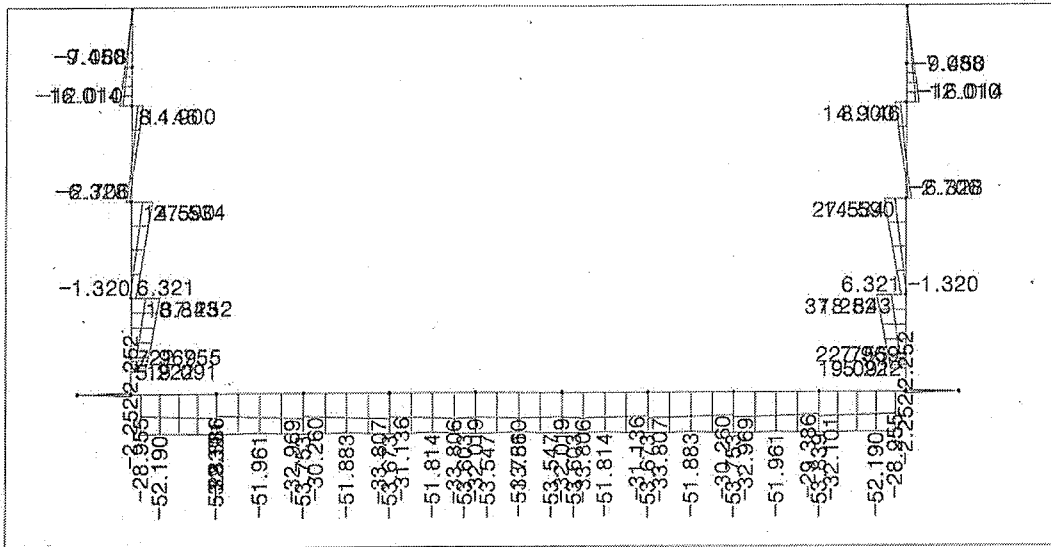
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	85.82	27.32	56.12	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	2	66.87	32.07	55.07	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	3	0.00	32.07	55.07	1000.00	900.00	
		우측	4	85.82	27.30	56.20	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	38.61	30.97	11.92	1000.00	634.37	
		하부	6	96.16	53.37	19.13	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	38.61	30.97	11.90	1000.00	622.20	
		하부	8	96.16	53.37	19.09	1000.00	700.00	
부상 방지턱		좌측	9	21.00	70.65	2.25	1000.00	900.00	
		우측	10	21.00	70.65	2.25	1000.00	900.00	

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	-344.75	-	-85.82	-71.85	-344.75	
		중앙부 (상면)	2	174.38	-	66.87	66.48	174.38	
		중앙부 (하면)	3	-26.01	-	-	-	-26.01	
		우측	4	-344.75	-	-85.82	-71.85	-344.75	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-153.58	-	-38.61	-34.53	-153.58	
		하부	6	-327.10	-	-96.16	-83.85	-327.10	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-153.58	-	-38.61	-34.53	-153.58	
		하부	8	-327.10	-	-96.16	-83.85	-327.10	
부상 방지턱		좌측	9	26.84	-	21.00	20.90	26.84	
		우측	10	26.84	-	21.00	20.90	26.84	

2) 전단력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-113.86	-	-27.32	-24.66	-113.86	
		중앙부 (상면)	2	-68.12	-	-32.07	-29.23	-68.12	
		중앙부 (하면)	3	-68.12	-	-32.07	-29.23	-68.12	
		우측	4	113.84	-	27.30	24.64	113.84	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	104.61	-	30.97	27.48	104.61	
		하부	6	135.75	-	53.37	44.96	135.75	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-104.63	-	-30.97	-27.48	-104.63	
		하부	8	-135.77	-	-53.37	-44.96	-135.77	
부상 방지턱		좌측	9	-90.36	-	-70.65	-70.50	-90.36	
		우측	10	90.35	-	70.65	70.50	90.35	

3) 축력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-218.14	-	-56.12	-50.07	-218.94	
		중앙부 (상면)	2	-218.14	-	-55.07	-50.89	-218.94	
		중앙부 (하면)	3	-218.14	-	-55.07	-50.89	-218.94	
		우측	4	-218.14	-	-56.20	-50.15	-218.94	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-50.38	-	11.92	11.12	-50.42	
		하부	6	-74.41	-	19.13	17.93	-74.48	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-50.38	-	11.90	11.10	-50.67	
		하부	8	-74.42	-	19.09	17.89	-74.90	
부상 방지턱		좌측	9	0.00	-	-2.25	-1.29	-2.25	
		우측	10	0.03	-	-2.25	-1.29	-2.25	

4) 사용모멘트

(kN.m)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고
			2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-213.88	-	-	-213.88	
		중앙부 (상면)	2	185.71	-	-	185.71	
		중앙부 (하면)	3	-	-	-	-	
		우측	4	-213.88	-	-	-213.88	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-95.99	-	-	-95.99	
		하부	6	-204.44	-	-	-204.44	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-95.99	-	-	-95.99	
		하부	8	-204.44	-	-	-204.44	
부상 방지턱		좌측	9	16.96	-	-	16.96	
		우측	10	16.96	-	-	16.96	

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
하부슬래브	1 경간	좌측	1	1000	800	344.75	607.86	1285.46	H19 - 8.0EA	2292.00	1.76
		좌측(배수 구단면)	1	1000	646	250.49	409.92	1379.7	H19 - 8.0EA	2292.00	1.64
		중앙부 (상면)	2	1000	820	174.38	435.48	629.68	H16 - 8.0EA	1588.80	2.50
		중앙부 (하면)	2	1000	800	26.01	214.21	95.73	H16 - 4.0EA	794.40	8.24
		우측	3	1000	800	344.75	607.86	1285.46	H19 - 8.0EA	2292.00	1.76
좌측벽체	1 층	중앙부	4	1000	534	153.58	400.86	857.31	H19 - 8.0EA	2292.00	2.61
		하부	5	1000	600	327.10	452.00	1642.63	H19 - 8.0EA	2292.00	1.38
우측벽체	1 층	중앙부	6	1000	522	153.58	391.38	877.88	H19 - 8.0EA	2292.00	2.55
		하부	7	1000	600	327.10	452.00	1642.63	H19 - 8.0EA	2292.00	1.38
부상방지턱		좌측	8	1000	820	26.84	219.61	96.36	H16 - 4.0EA	794.40	8.18
		우측	9	1000	820	26.84	219.61	96.35	H16 - 4.0EA	794.40	8.18

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치		Φ Vc	Vu	Φ Vn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고	
			kN	kN	kN	EA	mm ²		mm	mm ²		
하 부 슬 래 브	1 경 간	좌측	1	519.6	113.9	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		중앙부	2	532.6	68.1	636.50	2.00	-	H13	600	253.40	0.K
		우측	3	519.6	113.8	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		우측 (배수구단면)	3	354.6	149.2	492.99	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
좌 측 벽	1 층	중앙부	4	347.1	104.6	482.49	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		하부	5	389.7	135.8	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
우 측 벽	1 층	중앙부	6	339.2	104.6	471.51	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		하부	7	389.7	135.8	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
부상 방지턱		좌측	8	532.6	90.4	532.61	-	-	-	-	-	0.K
		우측	9	532.6	90.4	532.61	-	-	-	-	-	0.K

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	800.00	100.00	344.75	113.86

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 400.00 = 916800.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 39.948 \text{ mm, } c = 39.948 / \beta_1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (800.00 - 46.997) / 46.997 = 0.04807$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 1285.461 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.783]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00287$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 39.948 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 400 \times (800.00 - a/2) = 607.859 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 344.749 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.763]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 800.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 800.00 = 519.615 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 113.855 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	646.0	546.0	100.0	250.5	149.2

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 400.00 = 916800.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 39.948 \text{ mm, } c = 39.948 / \beta_1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (546.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03185$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 1379.738 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.661]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\text{수축온도철근비} = 0.00200$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00420$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 39.948 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 400 \times (546.00 - a/2) = 409.922 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 250.494 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.636]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 546.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 546.00 = 354.637 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 149.171 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	174.38	68.12

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1588.800 \times 400.00 = 635520.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 27.692 \text{ mm, } c = 27.692 / \beta_1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (820.00 - 32.578) / 32.578 = 0.07251$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 629.676 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.523]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00194$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 27.692 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 1588.800 \times 400 \times (820.00 - a/2) = 435.478 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 174.379 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.497]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 820.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 820.00 = 532.606 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 68.121 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	800.00	100.00	26.01	68.12

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (800.00 - 16.289) / 16.289 = 0.14434$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 95.729 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 8.298]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00099$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(REQ) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (800.00 - a/2) = 214.207 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 26.011 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K. [안전률 8.235]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 800.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 800.00 = 519.615 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 68.121 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	800.00	100.00	344.75	113.84

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 400.00 = 916800.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 39.948 \text{ mm, } c = 39.948 / \beta_1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (800.00 - 46.997) / 46.997 = 0.04807$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 1285.458 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.783]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00287$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(req) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 39.948 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 400 \times (800.00 - a/2) = 607.859 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 344.748 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.763]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 800.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 800.00 = 519.615 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 113.843 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	634.37	534.37	100.00	153.58	104.61

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 400.00 = 916800.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 39.948 \text{ mm, } c = 39.948 / \beta_1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (534.37 - 46.997) / 46.997 = 0.03111$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 857.314 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.673]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00429$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 39.948 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 400 \times (534.37 - a/2) = 400.856 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 153.583 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.610]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 534.37 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 534.37 = 347.081 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 104.613 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	Π벽(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	327.10	135.75

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 400.00 = 916800.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 39.948 \text{ mm, } c = 39.948 / \beta_1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (600.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03530$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 1642.633 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.395]

$$1\text{단} : H19 - 8.0 \text{ EA } (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00382$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K.}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 39.948 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 400 \times (600.00 - a/2) = 452.003 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 327.102 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K. [안전률 1.382]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 600.00 = 389.711 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 135.750 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	622.20	522.20	100.00	153.58	104.63

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 400.00 = 916800.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 39.948 \text{ mm, } c = 39.948 / \beta_1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (522.20 - 46.997) / 46.997 = 0.03033$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 877.880 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.611]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00439$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore O.K$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 39.948 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 400 \times (522.20 - a/2) = 391.376 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 153.583 \text{ kN.m}) \quad \therefore O.K \text{ [안전률 2.548]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 522.20 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 522.20 = 339.180 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 104.627 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	327.10	135.77

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 400.00 = 916800.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 39.948 \text{ mm, } c = 39.948 / \beta_1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (600.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03530$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 1642.633 \text{ mm}^2$$

$$* \text{ 사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100.0 mm)}, [\text{사용률} = 1.395]$$

$$1\text{단} : H19 - 8.0 \text{ EA } (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00382$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore O.K$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 39.948 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 400 \times (600.00 - a/2) = 452.003 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 327.102 \text{ kN.m}) \therefore O.K [\text{안전률 } 1.382]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 600.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 600.00 = 389.711 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 135.769 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 부상방지턱 좌측

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	26.84	90.36

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (820.00 - 16.289) / 16.289 = 0.14802$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 96.360 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 8.244]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00097$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (820.00 - a/2) = 219.609 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 26.838 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 8.183]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 820.00 = 532.606 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 90.356 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 부상방지턱 우측

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	26.84	90.35

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (820.00 - 16.289) / 16.289 = 0.14802$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 96.351 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 8.245]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00097$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (820.00 - a/2) = 219.609 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 26.835 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 8.184]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 820.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 820.00 = 532.606 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 90.352 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's } A_s &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 900 \times 0.0020 = 1800.00 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used } A_s &= H16 - 10EA = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 900 \times 1000 = 1350.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1350.0 \text{ mm}^2 &\leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 하부슬래브 : 1경간(좌측)-배수구단면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's } A_s &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 646 \times 0.0020 = 1292.0 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used } A_s &= H16 - 10EA = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1292.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 646 \times 1000 = 969.00 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 969.00 \text{ mm}^2 &\leq 1986.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 하부슬래브 : 중앙부_상면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's } A_s &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 900 \times 0.0020 = 1800.00 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used } A_s &= H16 - 10EA = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 900 \times 1000 = 1350.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1350.0 \text{ mm}^2 &\leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 하부슬래브 : 중앙부_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's } A_s &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 900 \times 0.0020 = 1800.00 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used } A_s &= H16 - 10EA = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 900 \times 1000 = 1350.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1350.0 \text{ mm}^2 &\leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

5) 하부슬래브 : 1경간(우측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's } A_s &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 900 \times 0.0020 = 1800.00 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used } A_s &= H16 - 10EA = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 900 \times 1000 = 1350.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

6) 좌측벽체 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 628 \times 0.0020 = 1256.57 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 13.3\text{EA} = 1688.911 \text{ mm}^2 \geq 1256.568 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 628 \times 1000 = 942.4 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 942.4 \text{ mm}^2 &\leq 1688.9 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

7) 좌측벽체 : 하부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 683 \times 0.0020 = 1366.05 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 13.3\text{EA} = 1688.911 \text{ mm}^2 \geq 1366.054 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 683 \times 1000 = 1024.5 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1024.5 \text{ mm}^2 &\leq 1688.9 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

8) 우측벽체 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 628 \times 0.0020 = 1256.57 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 13.3\text{EA} = 1688.911 \text{ mm}^2 \geq 1256.568 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 628 \times 1000 = 942.4 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 942.4 \text{ mm}^2 &\leq 1688.9 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

9) 우측벽체 : 하부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 683 \times 0.0020 = 1366.05 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 13.3\text{EA} = 1688.911 \text{ mm}^2 \geq 1366.054 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 683 \times 1000 = 1024.5 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1024.5 \text{ mm}^2 &\leq 1688.9 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

10) 부상방지턱 : 좌측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 900 \times 0.0020 = 1800.00 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2647.338 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 900 \times 1000 = 1350.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1350.0 \text{ mm}^2 &\leq 2647.3 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

11) 부상방지턱 : 우측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's } A_s &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 900 \times 0.0020 = 1800.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used } A_s = \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2647.338 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

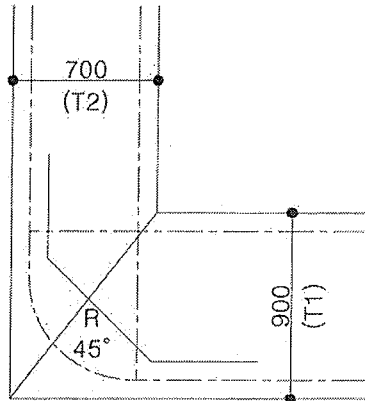
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 900 \times 1000 = 1350.0 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800)$$

$$\therefore 1350.0 \text{ mm}^2 \leq 2647.3 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 213.877 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 213.877 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T_1^2 + T_2^2)} = 1140.175 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H19 @250 - 4EA = 1146.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 1146.000 \text{ mm}^2$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 213.88 \times 10^6}{1140.175^2 \times 1000} = 0.823 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량 (A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 213.88 \times 10^6}{1140.175 \times 180} = 2084.247 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 1146.000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 2084.247 \text{ mm}^2 - 1146.000 \text{ mm}^2 \\ &= 938.247 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = H16 - 8EA$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 1588.800 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 938.247 \text{ mm}^2) \text{ -----> O.K !!!}$$

② 내측인장 철판모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm²

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

$$= -7 \times 0.0009688 + \sqrt{(2 \times 0.0068 + (0.0068)^2)} = 0.110$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.110 / 3 = 0.963$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 20295706.000 / (794.400 \times 820.000 \times 0.963) \\ = 32.341 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 } Th1 = f_s \times A_s = 32.341 \times 794.400 = 25691.831 \text{ N}$$

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm²

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

$$= -7 \times 0.0012813 + \sqrt{(2 \times 0.0090 + (0.0090)^2)} = 0.125$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.125 / 3 = 0.958$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 20295706.000 / (794.400 \times 620.000 \times 0.958) \\ = 43.003 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 } Th2 = f_s \times A_s = 43.003 \times 794.400 = 34161.408 \text{ N}$$

- 보강철근량 산정

$$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = f_{sa} \times A_s T \quad : \text{대각선 방향의 인장력}$$

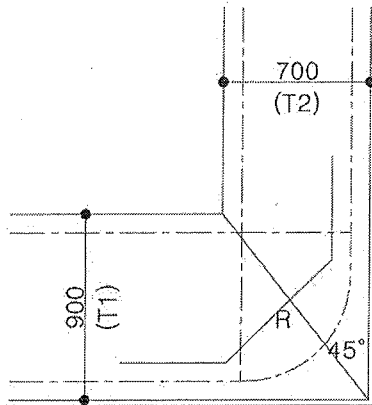
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$$A_s = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / f_{sa} = \sqrt{(25691.831^2 + 34161.408^2)} / 180.0$$

$$A_s = 237.468 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 : H16 @ 500, 2EA} = 794.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 213.877 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 213.877 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T_1^2 + T_2^2)} = 1140.175 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H19 @250 - 4EA = 1146.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 1146.000 \text{ mm}^2$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 213.88 \times 10^6}{1140.175^2 \times 1000} = 0.823 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 213.88 \times 10^6}{1140.175 \times 180} = 2084.247 \text{ mm}^2$$

$$Asb = 1146.000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Req'd As} &= As - Asb \\ &= 2084.247 \text{ mm}^2 - 1146.000 \text{ mm}^2 \\ &= 938.247 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd As} = H16 - 8EA$$

$$\therefore \text{Total As} = 1588.800 \text{ mm}^2 > \text{Req'd As} (= 938.247 \text{ mm}^2) \text{ -----} > \text{O.K !!!}$$

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm²

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

$$= -7 \times 0.0009688 + \sqrt{(2 \times 0.0068 + (0.0068)^2)} = 0.110$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.110 / 3 = 0.963$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 20295706.000 / (794.400 \times 820.000 \times 0.963) \\ = 32.341 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 Th1} = f_s \times A_s = 32.341 \times 794.400 = 25691.831 \text{ N}$$

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm²

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

$$= -7 \times 0.0012813 + \sqrt{(2 \times 0.0090 + (0.0090)^2)} = 0.125$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.125 / 3 = 0.958$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 20295706.000 / (794.400 \times 620.000 \times 0.958) \\ = 43.003 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 Th2} = f_s \times A_s = 43.003 \times 794.400 = 34161.408 \text{ N}$$

- 보강철근량 산정

$$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = f_{sa} \times A_s T \quad : \text{대각선 방향의 인장력}$$

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$$A_s = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / f_{sa} = \sqrt{(25691.831^2 + 34161.408^2)} / 180.0$$

$$A_s = 237.468 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} : H16 @ 500, 2EA = 794.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

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	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	800	H19 - 8.0EA	125	408.104	0.K	3.27
		좌측(배수 구단면)	1	646	H19 - 8.0EA	125	403.200	0.K	3.23
		중앙부 (상면)	2	820	H16 - 8.0EA	125	344.524	0.K	2.76
		중앙부 (하면)	2	800	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측	3	800	H19 - 8.0EA	125	408.104	0.K	3.27
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	534	H19 - 8.0EA	125	705.924	0.K	5.65
		하부	5	600	H19 - 8.0EA	125	267.094	0.K	2.14
우측 벽체	1 층	중앙부	6	522	H19 - 8.0EA	125	683.983	0.K	5.47
		하부	7	600	H19 - 8.0EA	125	267.094	0.K	2.14
부상 방지턱		좌측	8	820	H16 - 4.0EA	250	2330.950	0.K	9.32
		우측	9	820	H16 - 4.0EA	250	2331.109	0.K	9.32

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 213.877 \times 1000000 / [2292.000 \times (800.000 - 144.977/3)]$$

$$= 124.142 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 800.0)/(7 \times 2292.000)]}$$

$$= 144.977 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H19 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 19/2 = 90.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 124.14) - 2.5 \times 90.50 = 408.10 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 124.14) = 507.48 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 408.10 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 408.10 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 하부슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 145.348 \times 1000000 / [2292.000 \times (546.000 - 117.288/3)]$$

$$= 125.103 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 546.0)/(7 \times 2292.000)]}$$

$$= 117.288 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H19 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 19/2 = 90.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 125.10) - 2.5 \times 90.50 = 403.23 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 125.10) = 503.58 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 403.23 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 403.23 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 185.709 \times 1000000 / [1588.800 \times (820.000 - 124.389/3)] \\ = 150.136 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 1588.800/1000.0 + 7 \times 1588.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 820.0)/(7 \times 1588.800)]} \\ = 124.389 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 8.0 \text{ EA} (= 1588.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 16/2 = 72.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 150.14) - 2.5 \times 72.00 = 344.52 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 150.14) = 419.62 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 344.52 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 344.52 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 213.877 \times 1000000 / [2292.000 \times (800.000 - 144.977/3)] \\ = 124.142 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 800.0)/(7 \times 2292.000)]} \\ = 144.977 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H19} - 8.0 \text{ EA} (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 19/2 = 90.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 124.14) - 2.5 \times 90.50 = 408.10 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 124.14) = 507.48 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 408.10 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 408.10 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 95.989 \times 1000000 / [2292.000 \times (534.366 - 115.881/3)] \\ = 84.480 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 534.4)/(7 \times 2292.000)]} \\ = 115.881 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H19 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 19/2 = 90.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 84.48) - 2.5 \times 90.50 = 705.92 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 84.48) = 745.74 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 705.92 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 705.92 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

6) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 204.438 \times 1000000 / [2292.000 \times (600.000 - 123.635/3)] \\ = 159.625 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 600.0)/(7 \times 2292.000)]} \\ = 123.635 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H19 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 19/2 = 90.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 159.62) - 2.5 \times 90.50 = 267.09 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 159.62) = 394.68 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 267.09 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 267.09 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 95.989 \times 1000000 / [2292.000 \times (522.202 - 114.393/3)] \\ = 86.516 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 522.2/(7 \times 2292.000))]} \\ = 114.393 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H19 - 8.0 \text{ EA} (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 19/2 = 90.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 86.52) - 2.5 \times 90.50 = 683.98 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 86.52) = 728.19 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 683.98 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 683.98 \text{ mm}) \quad \therefore O.K$$

8) 우측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 204.438 \times 1000000 / [2292.000 \times (600.000 - 123.635/3)] \\ = 159.625 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 600.0/(7 \times 2292.000))]} \\ = 123.635 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H19 - 8.0 \text{ EA} (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 19/2 = 90.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 159.62) - 2.5 \times 90.50 = 267.09 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 159.62) = 394.68 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 267.09 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 267.09 \text{ mm}) \quad \therefore O.K$$

9) 부상방지턱 좌측

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 16.961 \times 1000000 / [794.400 \times (820.000 - 90.098/3)] \\ = 27.028 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 820.0)/(7 \times 794.400)]} \\ = 90.098 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 16/2 = 72.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 27.03) - 2.5 \times 72.00 = 2733.69 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 27.03) = 2330.95 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 2330.95 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 2330.95 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

10) 부상방지턱 우측

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 16.960 \times 1000000 / [794.400 \times (820.000 - 90.098/3)] \\ = 27.026 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 820.0)/(7 \times 794.400)]} \\ = 90.098 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 16/2 = 72.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 27.03) - 2.5 \times 72.00 = 2733.89 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 27.03) = 2331.11 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 2331.11 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 2331.11 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

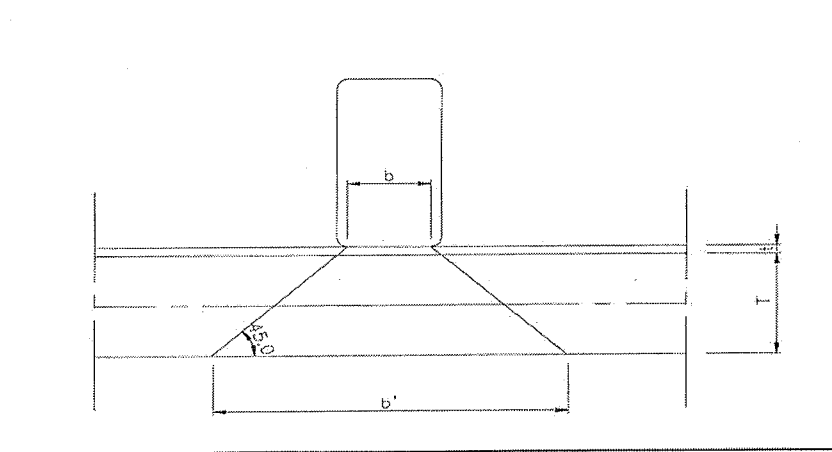
1) 고정하중

$$- \text{구체자중} = (355.881 + 60.337) / 10.6 = 39.266 \text{ kN/m}^2$$

$$- \text{암거아스콘포장} = 0.08 \times 23.00 = 1.840 \text{ kN/m}^2$$

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

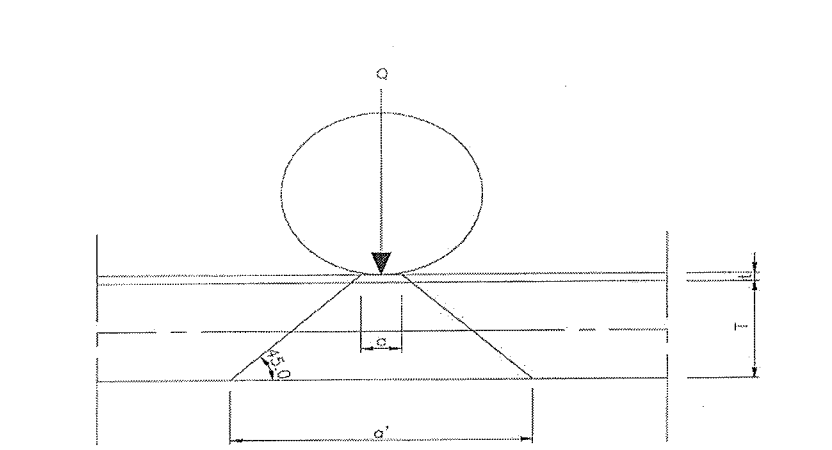


$$t = 80 \text{ mm} \text{ (암거내부 포장두께)}$$

$$T = 900 \text{ mm} \text{ (하부 슬래브 두께)}$$

$$b' = 0.500 + 2 \times (0.900 + 0.080) \times \cot 45^\circ$$

$$= 2.460 \text{ m}$$



$$a' = 0.200 + 2 \times (0.900 + 0.080) \times \cot 45^\circ$$

$$= 2.160 \text{ m}$$

$$Q_z = 96.0 / (2.460 \times 2.160) = 18.067 \text{ kN/m}^2$$

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= 39.27 + 1.84 + 18.07 \\ &= 59.173 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2) 지반의 허용연직지지력

$$Q_a = 428.49 \text{ kN/m}^2 \geq Q_{\max} = 59.17 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	: 10.000 × 0.900 × 25.000	= 225.000 kN/m
- 벽체	: 0.450 × 4.275 × 25.000 × 2	= 96.188 kN/m
	: 0.250 × 3.575 × 25.000 / 2 × 2	= 22.344 kN/m
- 현치	: 0.200 × 2 × 25.000	= 10.000 kN/m
- 포장	: 7.400 × 0.080 × 23.000	= 13.616 kN/m
- 전단키	: 0.300 × 0.900 × 25.000 × 2	= 13.500 kN/m
- 토사(수위 이상)	: 0.300 × 1.000 × 19.000 × 2	= 11.400 kN/m
- 토사(수위 이하)	: 0.300 × 2.575 × 10.000 × 2	= 15.450 kN/m
- 수직수압	: 0.300 × 2.575 × 10.000 × 2	= 15.450 kN/m
∴ ∑		= 422.947 kN/m

(2) 측면마찰력

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

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

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

① 지하수위 이상

$$\begin{aligned} F_1 &= K_u \times \gamma_t \times D_1^2 \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 3.458 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F_2 &= K_u \times (2 \times D_1 \times D_2 \times \gamma_t + D_2^2 \times \gamma_{\text{sub}}) \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 2.575 \times 19.000 + 2.575^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 29.874 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \sum = 3.458 + 29.874 = 33.332 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 422.947 + 33.332 = 456.279 \text{ kN/m}$$

2) 부력

$$\begin{aligned} U &= B \times h_s \times \gamma_w \quad (\text{여기서, } h_s = \text{지하수위 심도}) \\ &= 10.600 \times 3.475 \times 10.000 \\ &= 368.350 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) 안정검토

$$\begin{aligned} F_s &= R / U \\ &= 456.279 / 368.350 \\ &= 1.239 > 1.05 \quad \therefore \text{OK} \rightarrow \text{부력안전성 확보} \end{aligned}$$

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -14.7 m (보령주상도 NNBB-11 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	: 10.000 × 0.900 × 25.000	= 225.000 kN/m
- 벽체	: 0.450 × 4.275 × 25.000 × 2	= 96.188 kN/m
	: 0.250 × 3.575 × 25.000 / 2 × 2	= 22.344 kN/m
- 현치	: 0.200 × 2 × 25.000	= 10.000 kN/m
- 포장	: 7.400 × 0.080 × 23.000	= 13.616 kN/m
- 전단키	: 0.300 × 0.900 × 25.000 × 2	= 13.500 kN/m
- 토사(수위 이상)	: 0.300 × 14.700 × 19.000 × 2	= 167.580 kN/m
- 토사(수위 이하)	: 0.300 × -11.125 × 10.000 × 2	= -66.750 kN/m
- 수직수압	: 0.300 × -11.125 × 10.000 × 2	= -66.750 kN/m
∴ Σ		= 414.727 kN/m

(2) 측면마찰력

$$F = 2 \times C \times D + K_u \times y \times D^2 \times \tan \delta$$

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

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

① 지하수위 이상

$$\begin{aligned} F1 &= K_u \times y \times D1^2 \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times 19.000 \times 14.700^2 \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 747.178 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F2 &= K_u \times (2 \times D1 \times D2 \times y \times t + D2^2 \times y_{\text{sub}}) \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times (2 \times 14.700 \times -11.125 \times 19.000 + -11.125^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= -905.698 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Sigma = 747.178 + -905.698 = -158.520 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 414.727 + -158.520 = 256.208 \text{ kN/m}$$

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

■ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 $F_s = 1.1$ (R/B)

일반적으로 굴착지면의 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

$$H = \frac{238.500}{10.600 \times 10.000 \times 1.100} = 2.045 \text{ m}$$

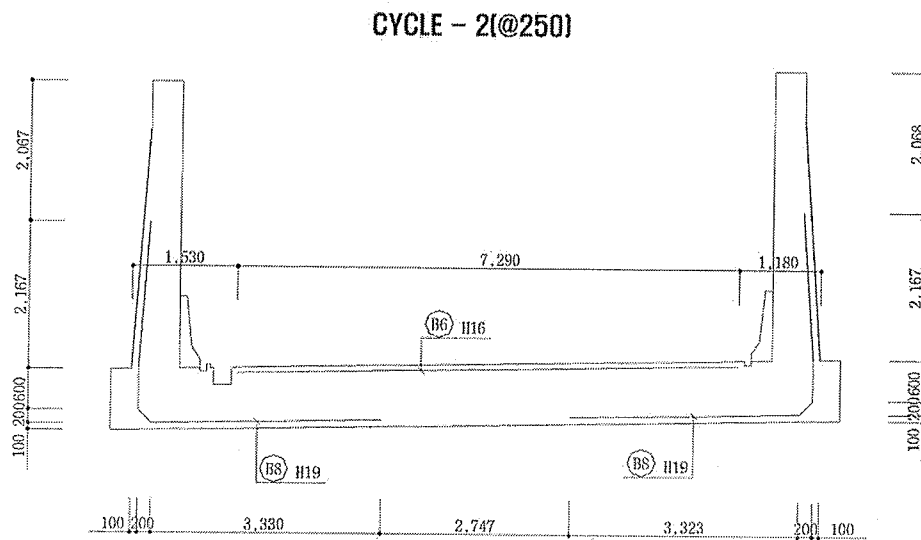
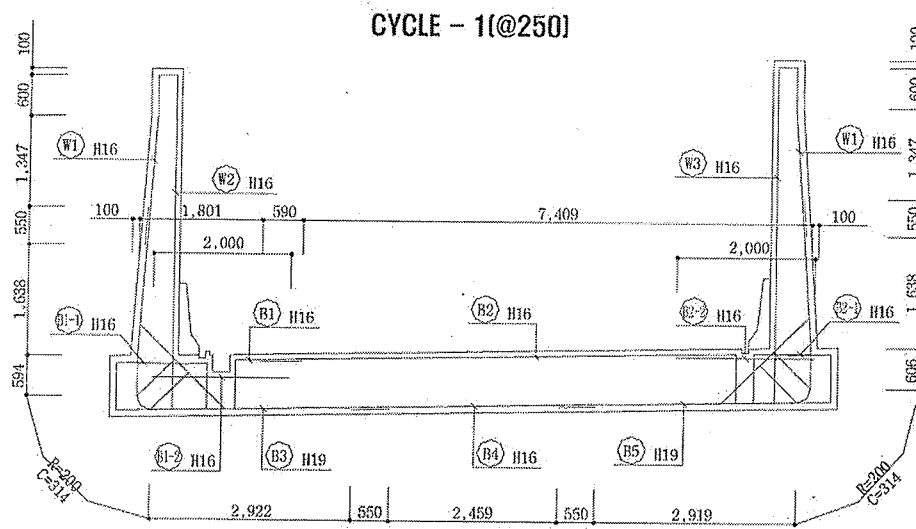
∴ 구조물 저면으로 부터 2.045 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

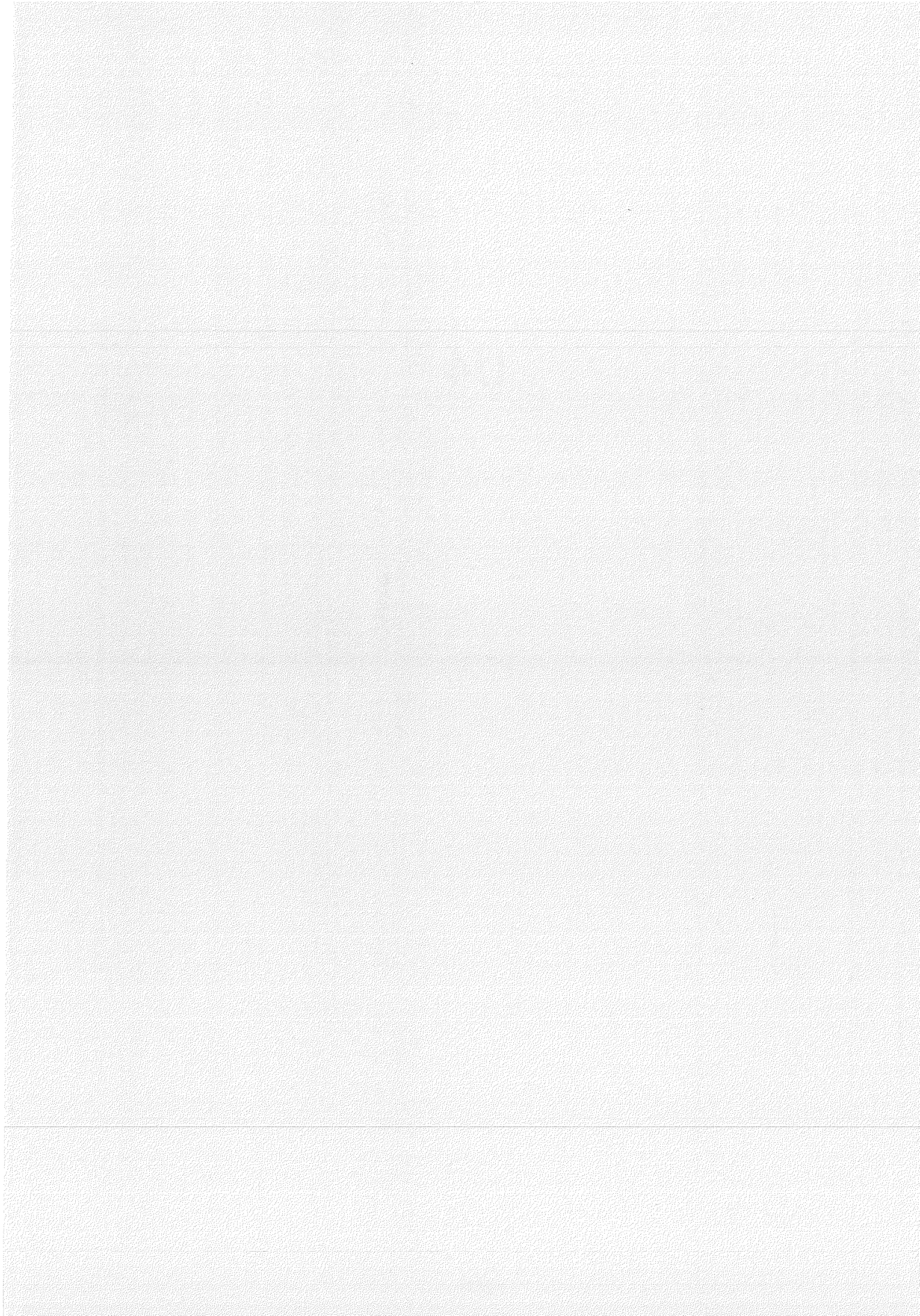
$$H = \frac{367.031}{10.600 \times 10.000 \times 1.100} = 3.148 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.148 m 이하유지

20. 주철근 조립도



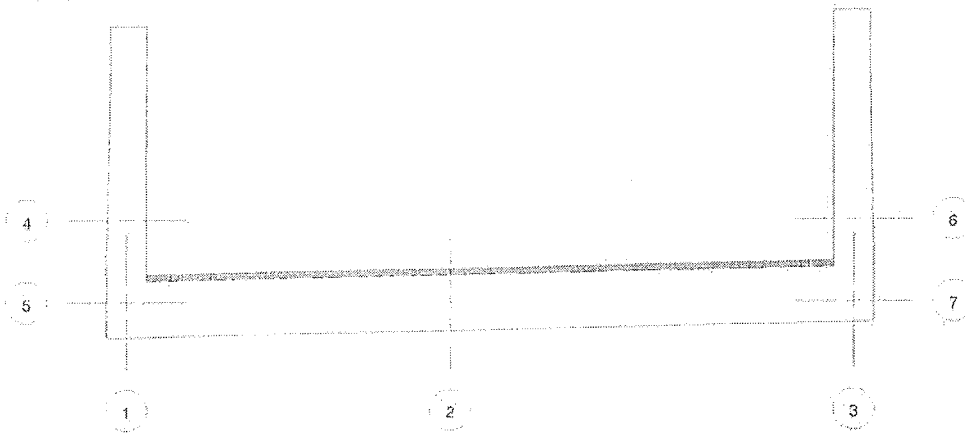
U4



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	1 경간	좌측	1	1000	600	189.24	401.30	940.48	H25 - 4.0EA	2026.80	2.12
		좌측(배수 구단면)	1	1000	446	155.54	226.26	1369.4	H25 - 4.0EA	2026.80	1.45
		중앙부 (상면)	2	1000	620	54.34	165.59	258.74	H16 - 4.0EA	794.40	3.05
		중앙부 (하면)	2	1000	600	71.72	229.89	353.38	H19 - 4.0EA	1146.00	3.21
		우측	3	1000	600	193.26	401.30	960.76	H25 - 4.0EA	2026.80	2.08
좌측벽체	1 층	중앙부	4	1000	391	94.40	257.62	720.74	H25 - 4.0EA	2026.80	2.73
		하부	5	1000	400	166.51	263.47	1258.84	H25 - 4.0EA	2026.80	1.58
우측벽체	1 층	중앙부	6	1000	388	97.03	255.07	748.50	H25 - 4.0EA	2026.80	2.63
		하부	7	1000	400	170.26	263.47	1288.09	H25 - 4.0EA	2026.80	1.55

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치		단면적비			0.0015hs			
			필요철근 량	사용철근 량	비고	필요철근량	사용철근량	비고	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1400.0	1986.0	0.K	1050.0	1986.0	0.K
		좌측 (배수구단면)	1	892.0	1986.0	0.K	669.0	1986.0	0.K
		중앙부 (상면)	2	1400.0	1986.0	0.K	1050.0	1986.0	0.K
		중앙부 (하면)	2	1400.0	1986.0	0.K	1050.0	1986.0	0.K
		우측	3	1400.0	1986.0	0.K	1050.0	1986.0	0.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	979.3	1267.0	0.K	734.5	1267.0	0.K
		하부	5	1000.0	1267.0	0.K	750.0	1267.0	0.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	979.3	1267.0	0.K	734.5	1267.0	0.K
		하부	7	1000.0	1267.0	0.K	750.0	1267.0	0.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치		ΦV_c	V_u	ΦV_n	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고	
			kN	kN	kN	EA	mm ²		mm	mm ²		
하부슬래브	1 경간	좌측	1	389.7	51.4	446.73	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		좌측 (배수구단면)	1	224.7	50.1	290.49	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		중앙부	2	402.7	30.4	461.62	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		우측	3	389.7	51.9	446.73	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
좌측벽체	1 층	중앙부	4	254.3	69.1	291.49	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		하부	5	259.8	85.3	297.82	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
우측벽체	1 층	중앙부	6	251.9	70.6	288.73	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		하부	7	259.8	86.7	297.82	1.00	-	H13	400	126.70	0.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	1 경간	좌측	1	600	H25 - 4.0EA	250	545.383	0.K	2.18
		좌측(배수 구단면)	1	446	H25 - 4.0EA	250	337.700	0.K	1.35
		중앙부 (상면)	2	620	H16 - 4.0EA	250	435.274	0.K	1.74
		중앙부 (하면)	2	600	H19 - 4.0EA	250	1549.604	0.K	6.20
		우측	3	600	H25 - 4.0EA	250	527.944	0.K	2.11
좌측벽체	1 층	중앙부	4	391	H25 - 4.0EA	250	763.391	0.K	3.05
		하부	5	400	H25 - 4.0EA	250	350.317	0.K	1.40
우측벽체	1 층	중앙부	6	388	H25 - 4.0EA	250	725.298	0.K	2.90
		하부	7	400	H25 - 4.0EA	250	336.673	0.K	1.35

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp B U type (내공 : 8.6M × 3.225M, 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 (f_{ck}) = 27 MPa

- 콘크리트 탄성계 (E_c) = 26702 MPa

- 철근(SD400) (f_y) = 400 MPa

- 철근의 탄성계수 (E_s) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_l) = 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, 붕괴방지구준

7) 노면활하중 (DB-24 적용)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_l) = 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, 절정부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

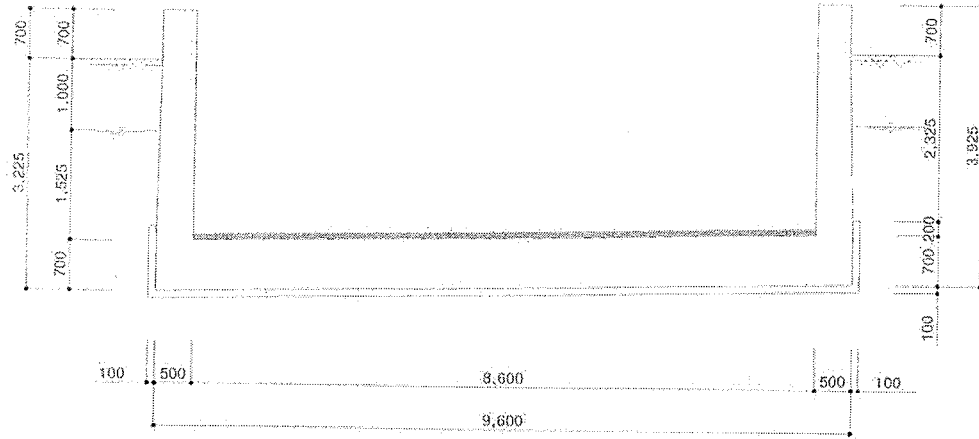
11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)

- 도로교설계기준·해설 : 건설교통부(2008)

- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정



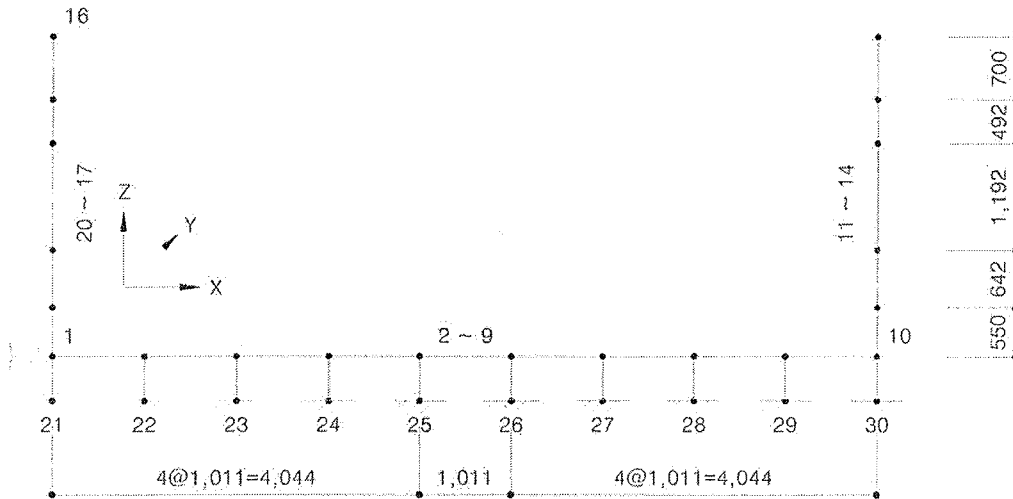
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

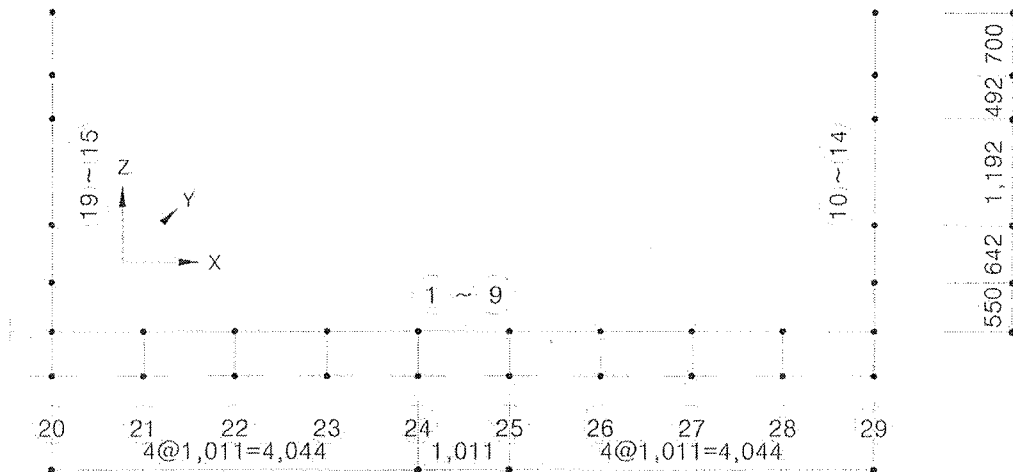
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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

① 절점삼도



② 부재삼도



2) 단면제원

NO	A (m ²)	I (m ⁴)	부 재
1	0.700 × 1.000 = 0.700	0.02858	1~9
6	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	14~15

NO	A (m ²)	I (m ⁴)	절 점
2	0.500 × 1.000 = 0.500	0.01042	10
3	0.499 × 1.000 = 0.499	0.01034	11, 20
4	0.485 × 1.000 = 0.485	0.00951	12, 19
5	0.459 × 1.000 = 0.459	0.00808	13, 18

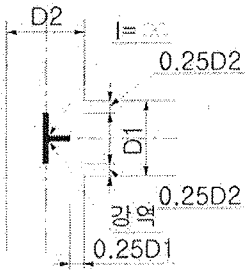
NO	Section(Tapper)	부 재
7	SEC 2 ~ 3	10
8	SEC 3 ~ 4	11
9	SEC 4 ~ 5	12
10	SEC 5 ~ 6	13
11	SEC 6 ~ 5	16
12	SEC 5 ~ 4	17
13	SEC 4 ~ 3	18
14	SEC 3 ~ 2	19

3) 단면좌표

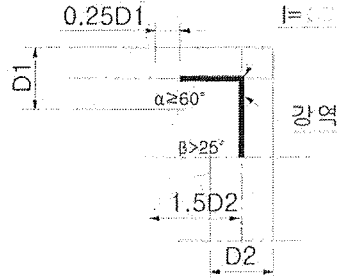
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	16	0.000	4.075
2	1.011	0.500	17	0.000	3.375
3	2.022	0.500	18	0.000	2.883
4	3.033	0.500	19	0.000	1.692
5	4.044	0.500	20	0.000	1.050
6	5.056	0.500	21	0.000	0.000
7	6.067	0.500	22	1.011	0.000
8	7.078	0.500	23	2.022	0.000
9	8.089	0.500	24	3.033	0.000
10	9.100	0.500	25	4.044	0.000
11	9.100	1.050	26	5.056	0.000
12	9.100	1.692	27	6.067	0.000
13	9.100	2.883	28	7.078	0.000
14	9.100	3.375	29	8.089	0.000
15	9.100	4.075	30	9.100	0.000

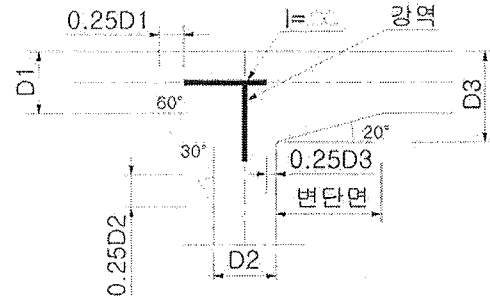
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 1 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 500 / 2 - 0.25 \times 700 = 75 \text{ mm}$$

(2) 1 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 700 / 2 - 0.25 \times 500 = 225 \text{ mm}$$

(3) 10 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 500 / 2 - 0.25 \times 700 = 75 \text{ mm}$$

(4) 10 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 700 / 2 - 0.25 \times 500 = 225 \text{ mm}$$

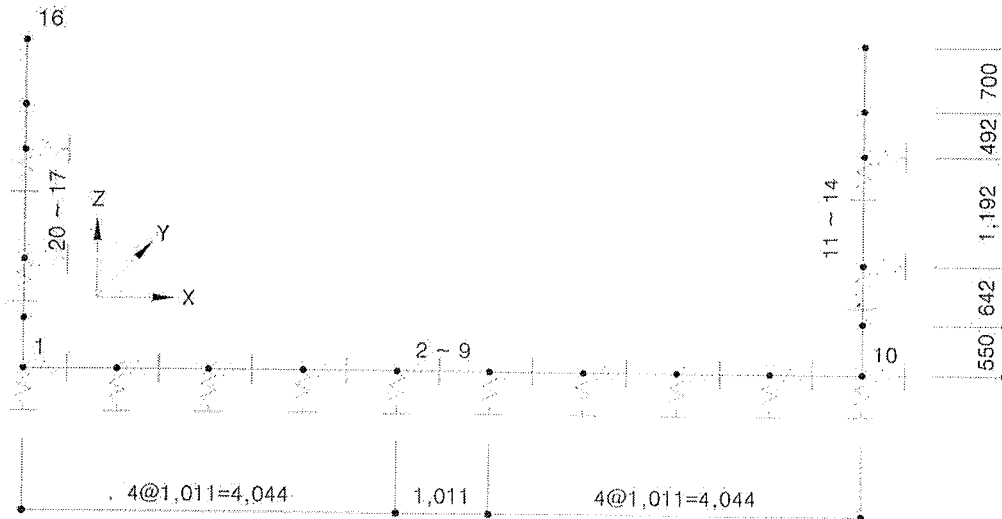
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

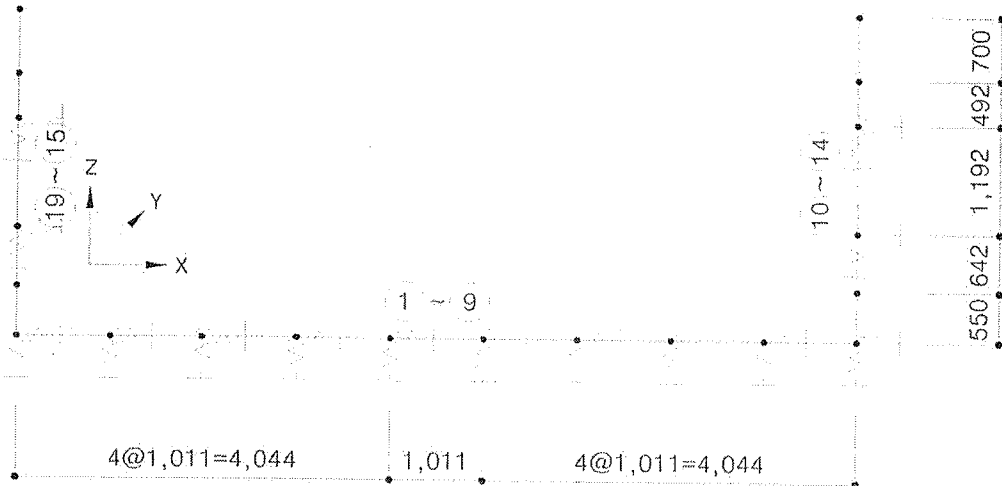
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복 지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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 부재삼도



2) 단면제원

N0	A (m ²)		I (m ⁴)	부 재
1	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	1~9
6	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	14~15

N0	A (m ²)		I (m ⁴)	절 점
2	0.500 × 1.000	= 0.500	0.01042	10
3	0.499 × 1.000	= 0.499	0.01034	11,20
4	0.485 × 1.000	= 0.485	0.00951	12,19
5	0.459 × 1.000	= 0.459	0.00808	13,18

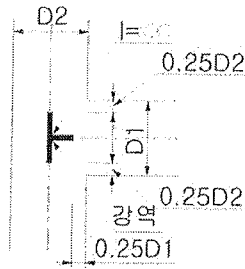
N0	Section(Tapper)	부 재
7	SEC 2 ~ 3	10
8	SEC 3 ~ 4	11
9	SEC 4 ~ 5	12
10	SEC 5 ~ 6	13
11	SEC 6 ~ 5	16
12	SEC 5 ~ 4	17
13	SEC 4 ~ 3	18
14	SEC 3 ~ 2	19

3) 단면좌표

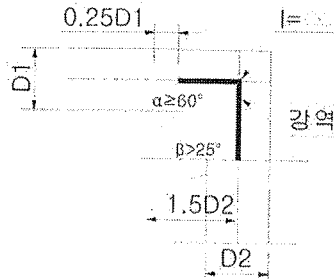
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	11	9.100	0.550
2	1.011	0.000	12	9.100	1.192
3	2.022	0.000	13	9.100	2.383
4	3.033	0.000	14	9.100	2.875
5	4.044	0.000	15	9.100	3.575
6	5.056	0.000	16	0.000	3.575
7	6.067	0.000	17	0.000	2.875
8	7.078	0.000	18	0.000	2.383
9	8.089	0.000	19	0.000	1.192
10	9.100	0.000	20	0.000	0.550

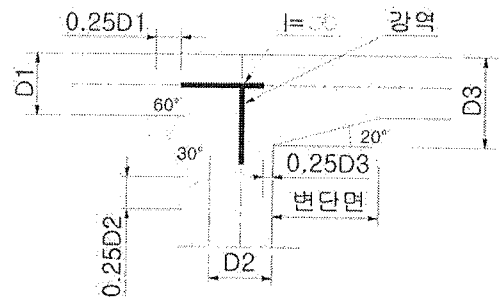
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 500 / 2 - 0.25 \times 700 = 75 \text{ mm}$$

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 700 / 2 - 0.25 \times 500 = 225 \text{ mm}$$

(3) 10 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 500 / 2 - 0.25 \times 700 = 75 \text{ mm}$$

(4) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 700 / 2 - 0.25 \times 500 = 225 \text{ mm}$$

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 = E_0 의 산정방법에 대한 보정계수

E_0 = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (K_v)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

여기서,
$$K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

E_0 : 지반탄성계수 (kN/m^2)

$$\alpha = 1$$

$$E_0 = 28000.00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{지반보고서 참조})$$

$$B_v = \sqrt{B \times B} = \sqrt{9.600 \times 9.600} = 9.60 \text{ m } (L > B)$$

$$K_{v0} = 1 / 0.3 \times 1 \times 28000 = 93330.00 \text{ kN/m}^3$$

$$K_v = 93330.000 \times (9.600 / 0.3)^{-3/4} = 6936.79 \text{ kN/m}^3$$

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (0.500/2 + 1.011/2) = 5241 \text{ kN/m}$	1, 10
Kv2	$K_v \times (1.011/2 + 1.011/2) = 7014 \text{ kN/m}$	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 = E_0 의 산정방법에 대한 보정계수

E_0 = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (K_v)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

E_0 : 지반탄성계수 (kN/m^2)

$\alpha = 2$

$E_0 = 28000.00 \text{ kN/m}^2$ (지반보고서 참조)

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 매립토

① 연직방향 지반반력계수

$$E_0 = 28000.000 \text{ kN/m}^2$$

$$B_v = \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(9.600 \times 9.600)} = 9.600 \text{ m}$$

$$K_{v0} = 1 / 0.3 \times \alpha \times 1 = 1 / 0.3 \times 2 \times 28000.0 = 186666.67 \text{ kN/m}^3$$

$$K_v = 186666.670 \times (9.600 / 0.3)^{-3/4} = 13874.08 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 13874.080 = 4624.69 \text{ kN/m}^3$$

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

$$E_0 = 28000.000 \text{ kN/m}^2$$

$$B_v = \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(3.225 \times 3.225)} = 3.225 \text{ m}$$

$$K_{h0} = 1 / 0.3 \times \alpha \times 1 = 1 / 0.3 \times 2 \times 28000.0 = 186666.67 \text{ kN/m}^3$$

$$K_h = 186666.670 \times (3.225 / 0.3)^{-3/4} = 31442.02 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 31442.020 = 10480.67 \text{ kN/m}^3$$

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

$$E_o = 28000.000 \text{ kN/m}^2$$

$$B_v = \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(3.225 \times 3.225)} = 3.225 \text{ m}$$

$$K_{ho} = 1 / 0.3 \times \alpha \times 1 = 1 / 0.3 \times 2 \times 28000.0 = 186666.67 \text{ kN/m}^3$$

$$K_h = 186666.670 \times (3.225 / 0.3)^{-3/4} = 31442.02 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 31442.020 = 10480.67 \text{ kN/m}^3$$

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
K_{h1}	$K_h \times (1.192/2 + 1.192/2) = 37469 \text{ kN/m}$	12~13, 18, 19
K_{ss1}	$K_{ss} \times (1.192/2 + 1.192/2) = 12490 \text{ kN/m}$	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
K_{v1}	$K_v \times (1.011/2 + 1.011/2) = 14028 \text{ kN/m}$	2~9
K_{sb1}	$K_{sb} \times (1.011/2 + 1.011/2) = 4676 \text{ kN/m}$	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
K_{v1}	$K_v \times (0.500/2 + 1.011/2) = 10483 \text{ kN/m}$	1, 10
K_{sb1}	$K_h \times (1.192/2 + 0.800/2) = 31311 \text{ kN/m}$	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

$$- WH = 10.000 \times 0.500 = 5.000 \text{ kN/m}^2$$

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

$$\begin{aligned} Wh1 &= 0.080 \times 23.000 \times 0.500 &= 0.920 \text{ kN/m}^2 \\ Wh2 &= 0.920 + 0.412 \times 19.000 \times 0.500 &= 4.831 \text{ kN/m}^2 \\ Wh3 &= 4.831 + 1.192 \times 19.000 \times 0.500 &= 16.152 \text{ kN/m}^2 \\ Wh4 &= 16.152 + 0.642 \times 19.000 \times 0.500 &= 22.248 \text{ kN/m}^2 \\ Wh5 &= 22.248 + 0.550 \times 19.000 \times 0.500 &= 27.473 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

$$\begin{aligned} Wh1 &= 0.080 \times 23.000 \times 0.500 &= 0.920 \text{ kN/m}^2 \\ Wh2 &= 0.920 + 0.412 \times 19.000 \times 0.500 &= 4.831 \text{ kN/m}^2 \\ Wh3 &= 4.831 + 0.508 \times 19.000 \times 0.500 &= 9.660 \text{ kN/m}^2 \\ Wh4 &= 9.660 + 0.683 \times 10.000 \times 0.500 &= 13.076 \text{ kN/m}^2 \\ Wh5 &= 13.076 + 0.642 \times 10.000 \times 0.500 &= 16.285 \text{ kN/m}^2 \\ Wh6 &= 16.285 + 0.550 \times 10.000 \times 0.500 &= 19.035 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

$$\begin{aligned} Ww1 &= 0.683 \times 10.000 &= 6.833 \text{ kN/m}^2 \\ Ww2 &= 6.833 + 0.642 \times 10.000 &= 13.250 \text{ kN/m}^2 \\ Ww3 &= 13.250 + 0.550 \times 10.000 &= 18.750 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

② 하부슬래브에 작용하는 하중

$$- Ww4 = (3.225 - 1.000) \times 10.000 = 22.250 \text{ kN/m}^2$$

6) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

$$\begin{aligned} - \text{건조수축계수} & \quad \varepsilon = 15 \times 10^{-5} \\ - \text{온도선팽창 계수} & \quad \alpha = 1.0 \times 10^{-5} \end{aligned}$$

$$- \Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15^\circ \text{ C}$$

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

ϕ	= 뒤채움흙의 내부마찰각	: 30.000°
α	= 뒤채움흙의 경사각	: 0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	: 1.232°
δ	= 벽면마찰각	: 0.000°
kh	= 설계수평진도	: 0.154
θ	= $\tan^{-1}(kh/(1-kv)), kv =$	: 8.755

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

= 0.450

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

ϕ	= 뒤채움흙의 내부마찰각	: 30.000°
α	= 뒤채움흙의 경사각	: 0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	: 1.232°
δ	= 벽면마찰각	: 0.000°
kh	= 설계수평진도	: 0.063
θ	= $\tan^{-1}(kh/(1-kv)), kv =$	: 3.605

$$K_{EA} = \frac{= 0.386 \quad \cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)}} \right]^2}$$

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

$$\begin{aligned} Wh1 &= 0.080 \times 23.000 \times 0.444 &= 0.817 \text{ kN/m}^2 \\ Wh2 &= 0.817 + 0.412 \times 19.000 \times 0.444 &= 4.290 \text{ kN/m}^2 \\ Wh3 &= 4.290 + 1.192 \times 19.000 \times 0.444 &= 14.343 \text{ kN/m}^2 \\ Wh4 &= 14.343 + 0.642 \times 19.000 \times 0.444 &= 19.757 \text{ kN/m}^2 \\ Wh5 &= 19.757 + 0.550 \times 19.000 \times 0.444 &= 24.396 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

$$\begin{aligned} Wh1 &= 0.080 \times 23.000 \times 0.380 &= 0.699 \text{ kN/m}^2 \\ Wh2 &= 0.699 + 0.412 \times 19.000 \times 0.380 &= 3.672 \text{ kN/m}^2 \\ Wh3 &= 3.672 + 1.192 \times 19.000 \times 0.380 &= 12.276 \text{ kN/m}^2 \\ Wh4 &= 12.276 + 0.642 \times 19.000 \times 0.380 &= 16.909 \text{ kN/m}^2 \\ Wh5 &= 16.909 + 0.550 \times 19.000 \times 0.380 &= 20.880 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

$$\begin{aligned} Wh1 &= 0.080 \times 23.000 \times 0.444 &= 0.817 \text{ kN/m}^2 \\ Wh2 &= 0.817 + 0.412 \times 19.000 \times 0.444 &= 4.290 \text{ kN/m}^2 \\ Wh3 &= 4.290 + 0.508 \times 19.000 \times 0.444 &= 8.578 \text{ kN/m}^2 \\ Wh4 &= 8.578 + 0.683 \times 10.000 \times 0.444 &= 11.612 \text{ kN/m}^2 \\ Wh5 &= 11.612 + 0.642 \times 10.000 \times 0.444 &= 14.461 \text{ kN/m}^2 \\ Wh6 &= 14.461 + 0.550 \times 10.000 \times 0.444 &= 16.903 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

$$\begin{aligned} Wh1 &= 0.080 \times 23.000 \times 0.380 &= 0.699 \text{ kN/m}^2 \\ Wh2 &= 0.699 + 0.412 \times 19.000 \times 0.380 &= 3.672 \text{ kN/m}^2 \\ Wh3 &= 3.672 + 0.508 \times 19.000 \times 0.380 &= 7.342 \text{ kN/m}^2 \\ Wh4 &= 7.342 + 0.683 \times 10.000 \times 0.380 &= 9.938 \text{ kN/m}^2 \\ Wh5 &= 9.938 + 0.642 \times 10.000 \times 0.380 &= 12.377 \text{ kN/m}^2 \\ Wh6 &= 12.377 + 0.550 \times 10.000 \times 0.380 &= 14.467 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

8) 구체 관성력

$$f_i = A_i \times r_{con} \cdot c \times KH$$

① 하부슬래브

기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f_b = 0.700 \times 25.000 \times 0.063$ = 1.103	$f_b = 0.700 \times 25.000 \times 0.154$ = 2.695

② 측벽

기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f1 = 0.450 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.709	$f1 = 0.450 \times 25.000 \times 0.154$ = 1.732
$f2 = 0.450 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.709	$f2 = 0.450 \times 25.000 \times 0.154$ = 1.732
$f3 = 0.461 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.725	$f3 = 0.461 \times 25.000 \times 0.154$ = 1.773
$f4 = 0.486 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.766	$f4 = 0.486 \times 25.000 \times 0.154$ = 1.872
$f5 = 0.500 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.788	$f5 = 0.500 \times 25.000 \times 0.154$ = 1.925
$f6 = 0.500 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.788	$f6 = 0.500 \times 25.000 \times 0.154$ = 1.925

10. 하 중 재 하 (상시)

1) CASE1 - 구체자중 (SW)



2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중 (LIVEAH)



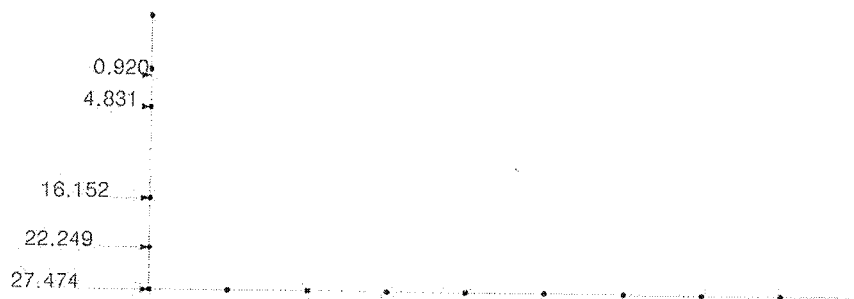
3) CASE3 - 총돌하중 (CL)



4) CASE4 - 양토압 : 지하수無 (S01LB)



5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無 (S01LL)



6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(S01LR)



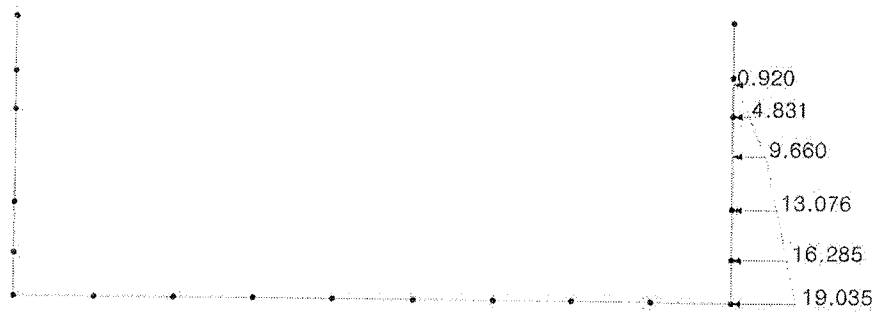
7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(S01LBW)



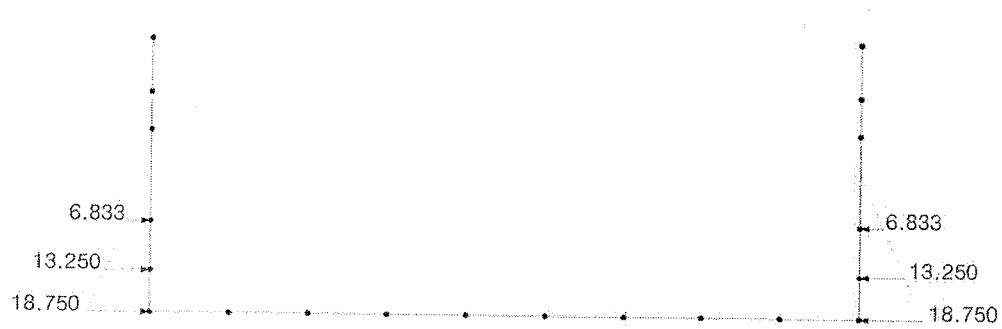
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(S01LLW)



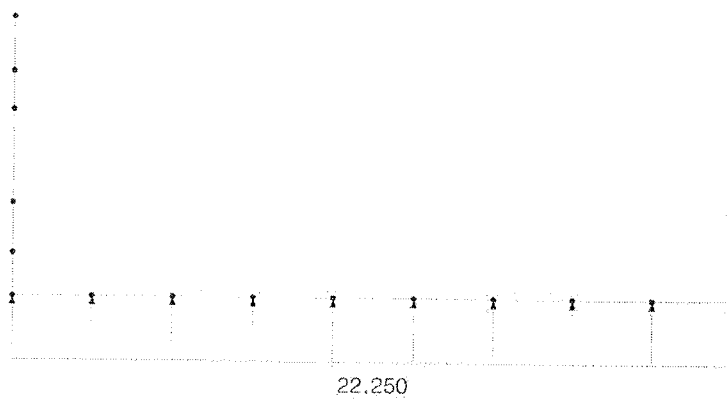
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



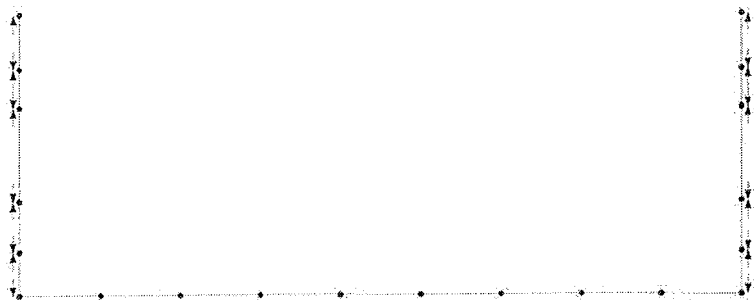
10) CASE10 - 수평수압(WATERH)



11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)



12) CASE12 - 건조수축 -15° C(SHRINK)



11. 하중 재하 (기능수행)

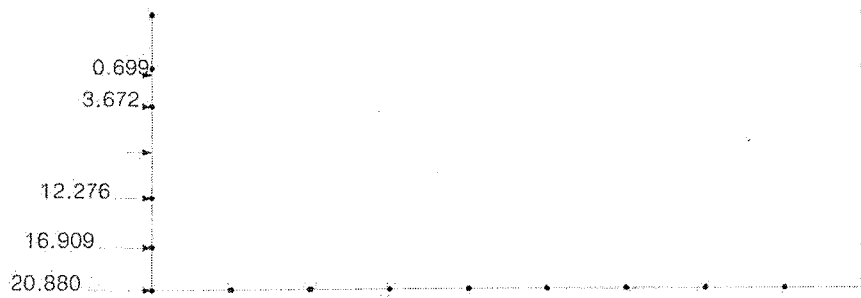
1) CASE1 - 구체자중(SW)



2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(S01LLE2)



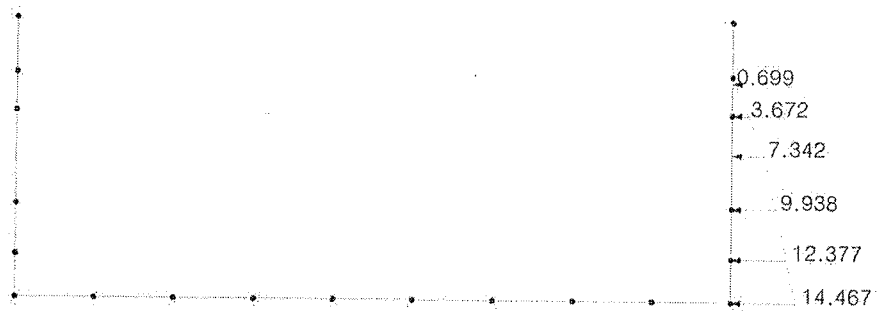
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(S01LLE2)



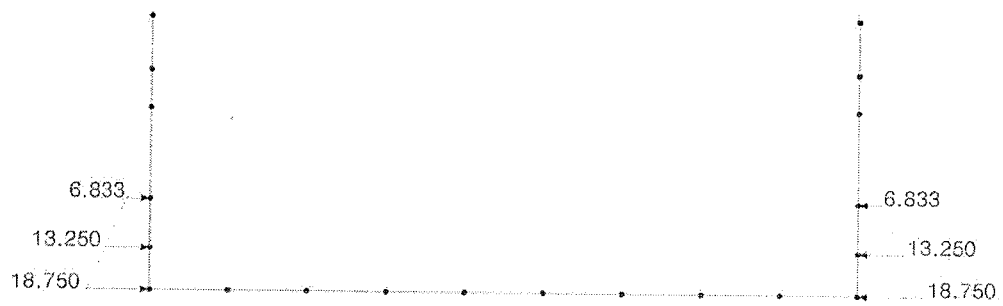
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(S01LRE2)



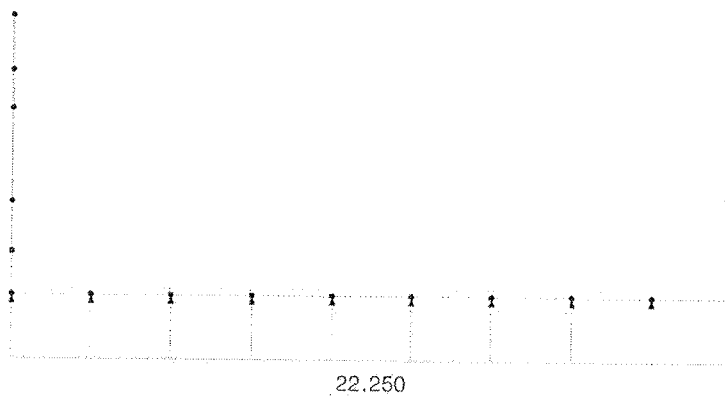
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



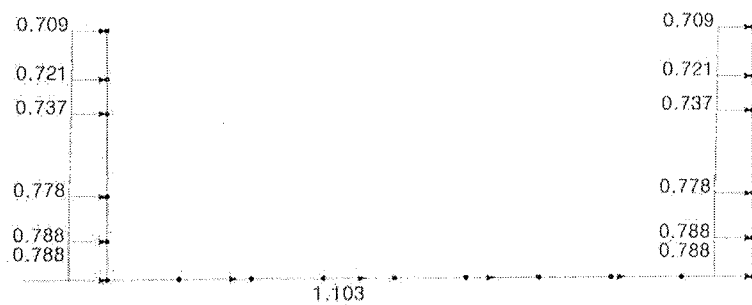
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



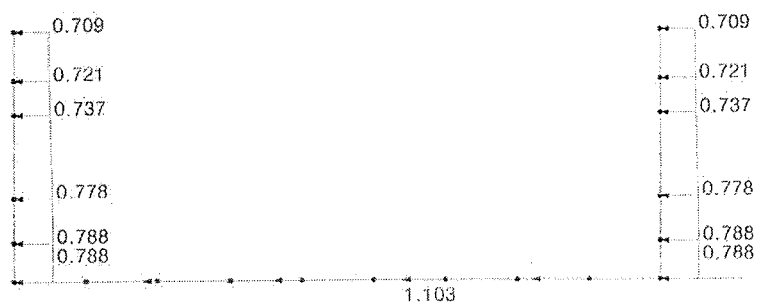
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

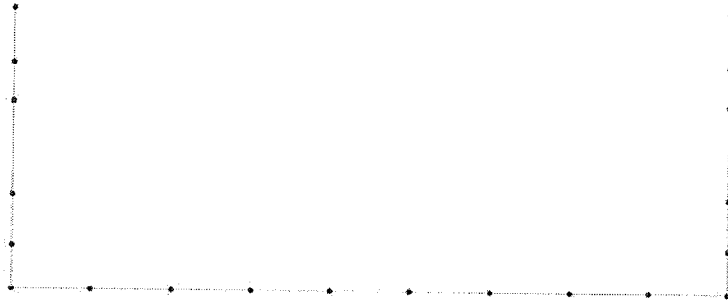


10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)



12. 하중 재하 (붕괴방지)

1) CASE1 - 구체자중(SW)



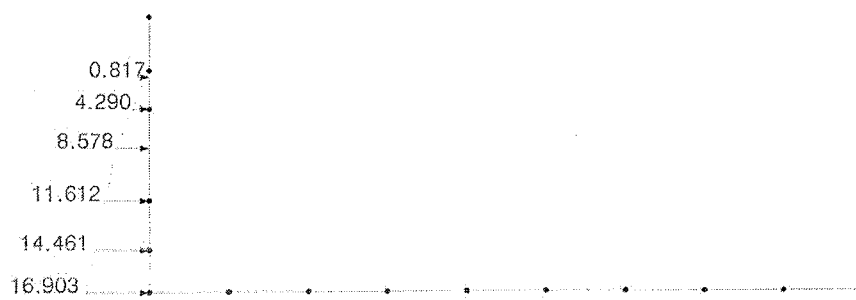
2) CASE2 - 지진시 상재하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



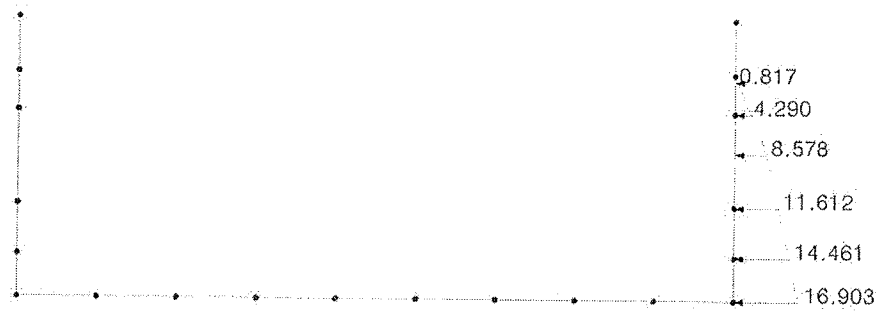
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



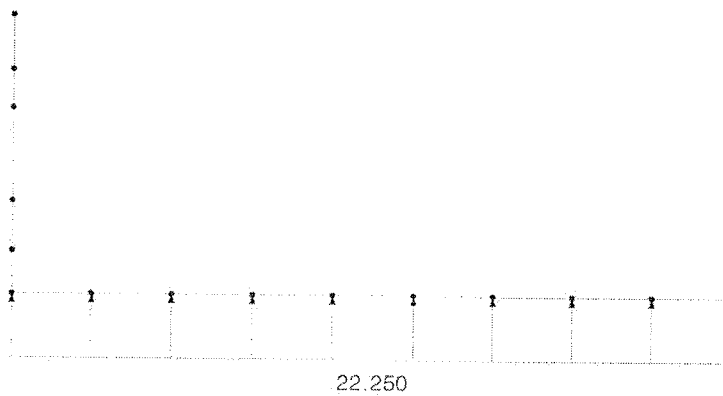
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILWE)



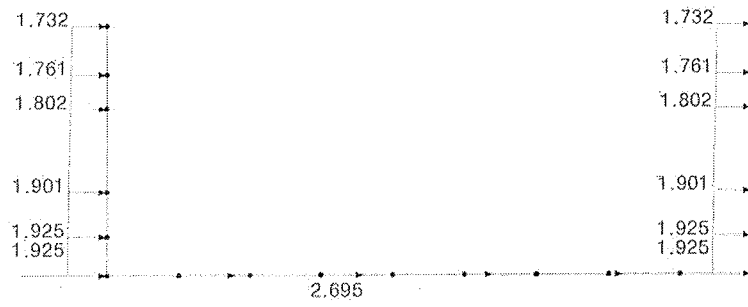
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



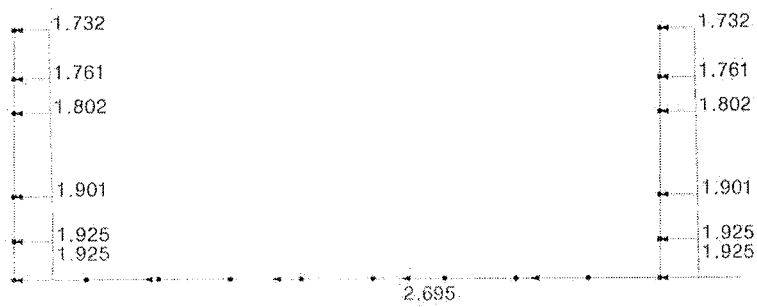
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



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

$h \leq 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.0$

$h > 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.05 - 0.025h (\geq 0.875) = 1.000$, $h = -0.700 \text{ m}$

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	1.200	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	●

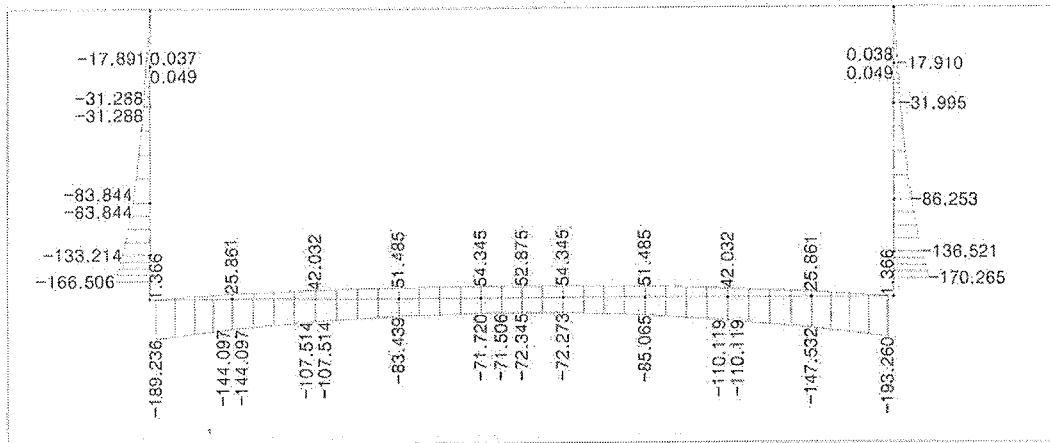
4) 지진시(기능수행수준)

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	●

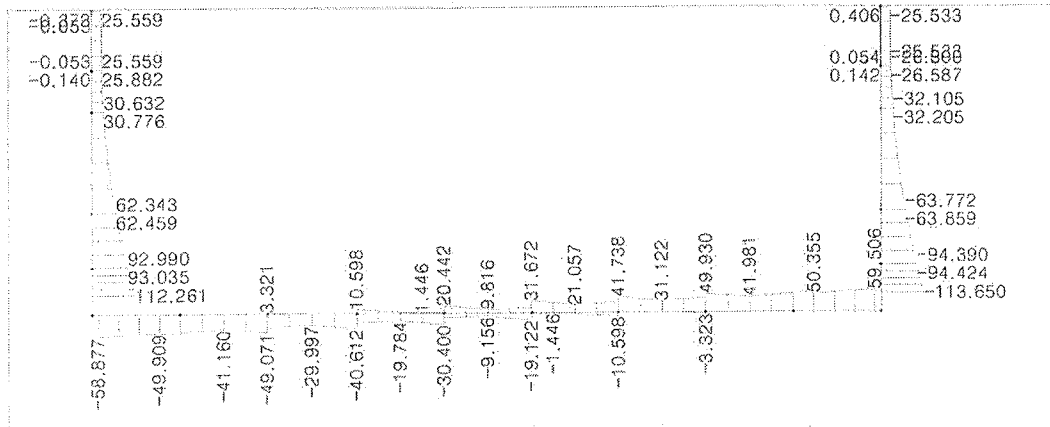
14. 단면력정리

14.1 상시

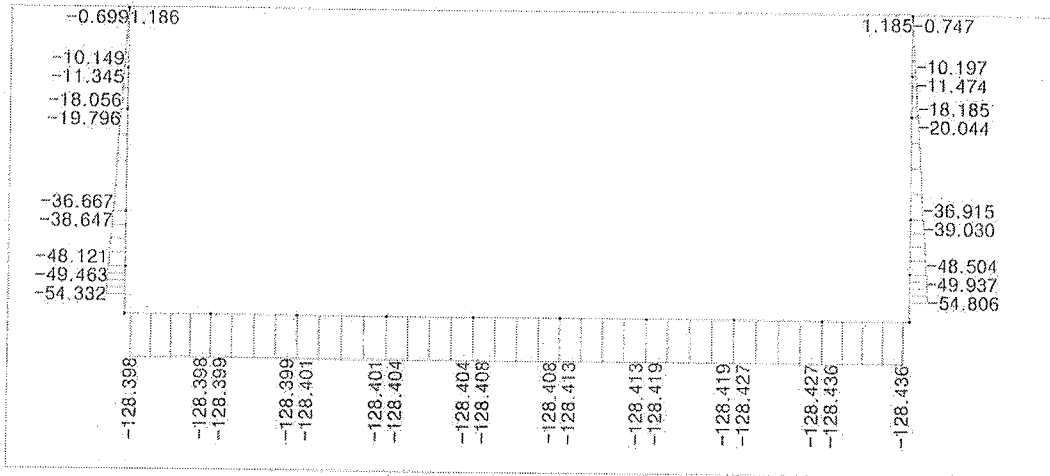
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



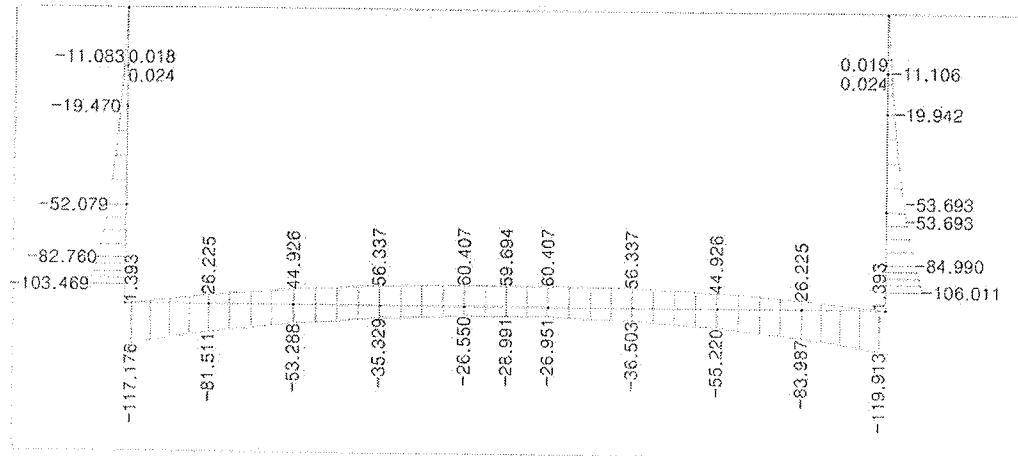
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

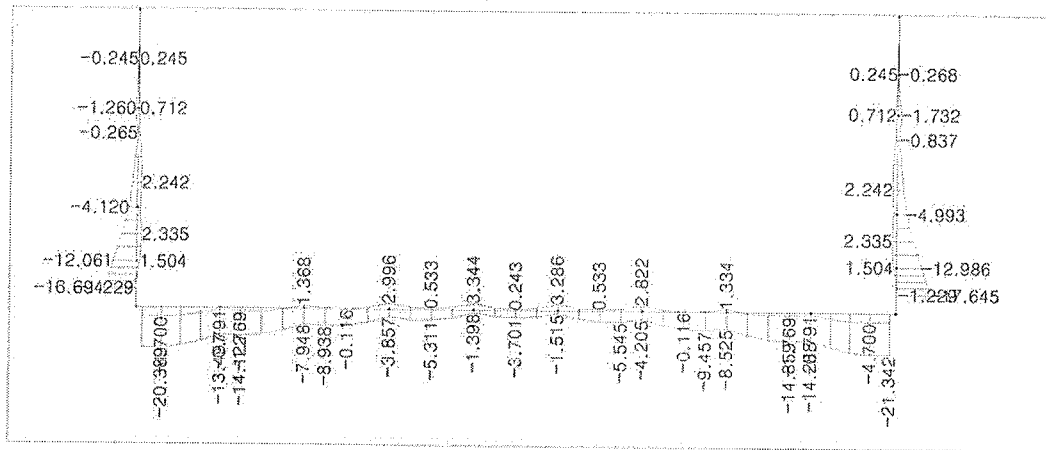


5) 단면력 정리

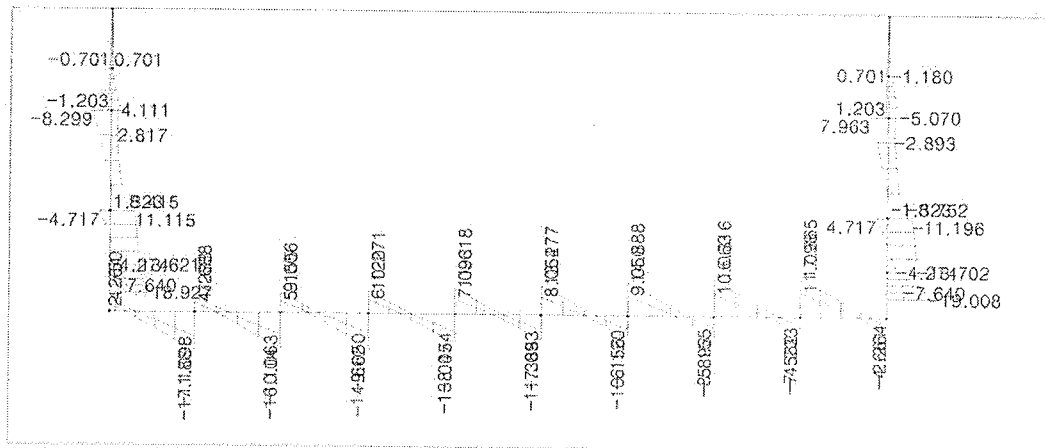
구분	위 치		계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고	
			모멘트	전단력	축력					
			kN.m	kN	kN					
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	189.24	51.44	128.40	117.18	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	2	54.35	30.40	128.40	60.41	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	3	71.72	30.40	128.40	26.55	1000.00	700.00	
		우측	4	193.26	51.89	128.44	119.91	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	94.40	69.15	40.99	58.63	1000.00	491.50	
		하부	6	166.51	85.32	54.33	103.47	1000.00	500.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	97.03	70.58	41.37	60.40	1000.00	487.80	
		하부	8	170.27	86.71	54.81	106.01	1000.00	500.00	

14.2 지진시(기능수행)

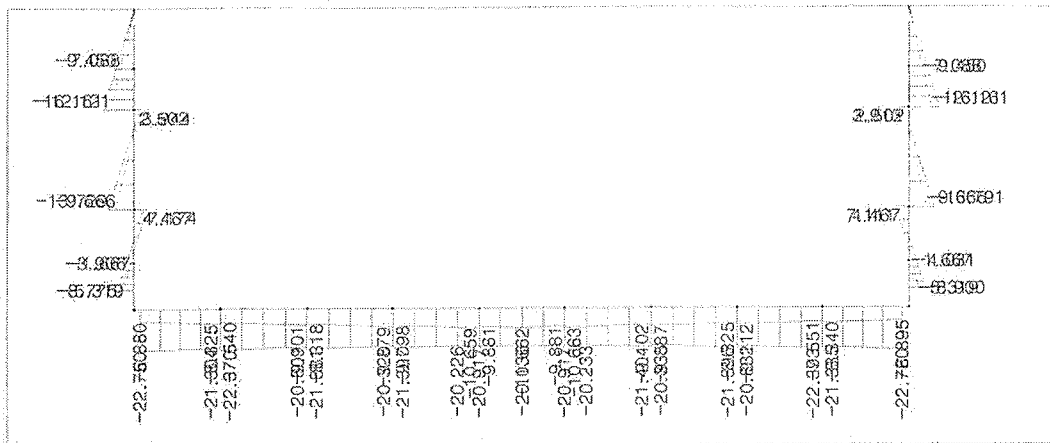
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

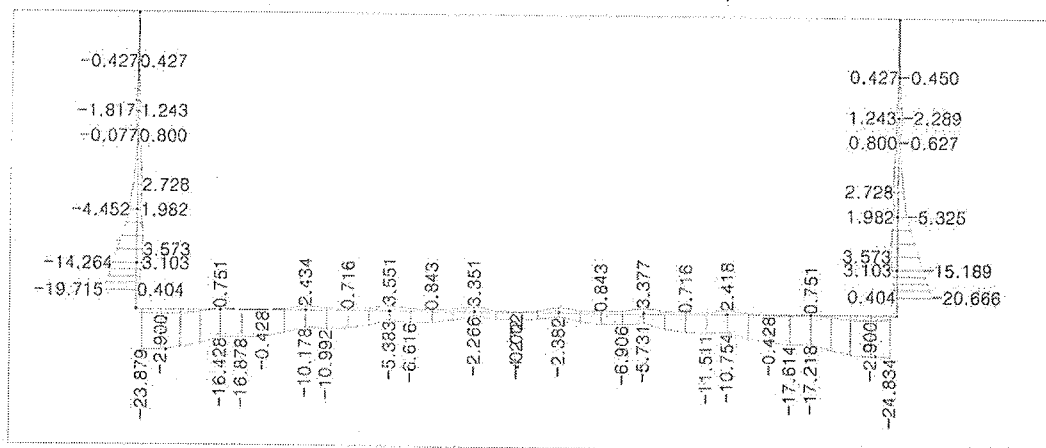


4) 단면력 정리

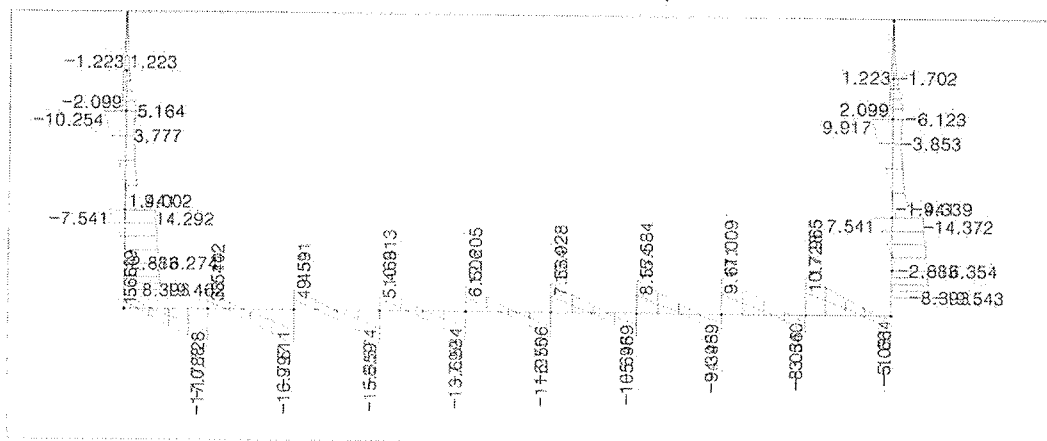
구분	위 치		계수하중			B mm	H mm	비고
			모멘트	전단력	축력			
			kN.m	kN	kN			
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	20.39	13.81	26.89	1000.00	700.00
		중앙부 (상면)	2	3.34	13.05	24.37	1000.00	700.00
		중앙부 (하면)	3	1.40	13.05	24.37	1000.00	700.00
		우측	4	21.34	13.98	26.97	1000.00	700.00
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	5.95	11.74	4.89	1000.00	491.50
		하부	6	16.69	13.06	8.78	1000.00	500.00
우측 벽체	1 층	중앙부	7	6.84	11.82	4.81	1000.00	487.80
		하부	8	17.65	13.14	8.90	1000.00	500.00

14.3 지진시(붕괴방지)

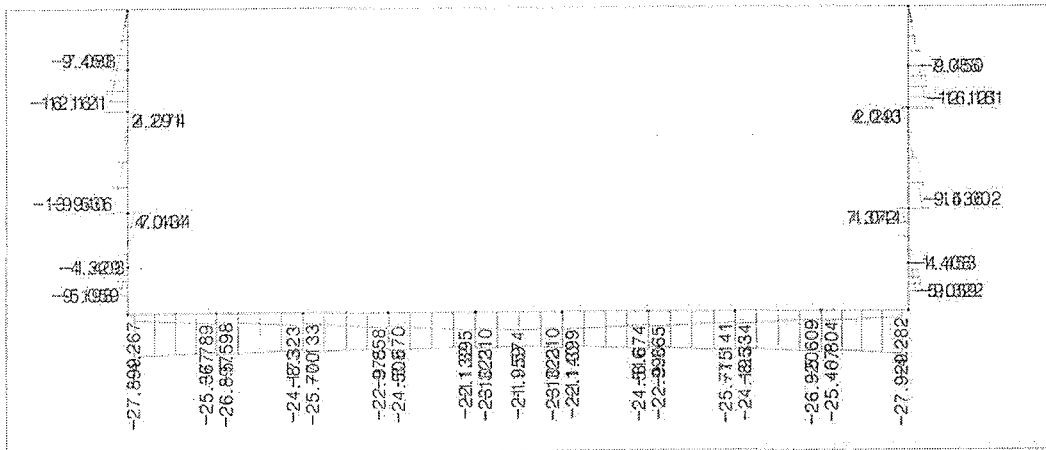
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	23.88	14.41	32.44	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	2	3.35	13.70	26.34	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	3	2.27	13.70	26.34	1000.00	700.00	
		우측	4	24.83	14.58	32.52	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	6.79	14.79	5.20	1000.00	491.50	
		하부	6	19.72	15.83	9.20	1000.00	500.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	7.67	14.87	5.13	1000.00	487.80	
		하부	8	20.67	15.91	9.32	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	-189.24	-	-23.88	-20.39	-189.24	
		중앙부 (상면)	2	54.35	-	3.35	3.34	54.35	
		중앙부 (하면)	3	-71.72	-	-2.27	-1.40	-71.72	
		우측	4	-193.26	-	-24.83	-21.34	-193.26	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-94.40	-	-6.79	-5.95	-94.40	
		하부	6	-166.51	-	-19.72	-16.69	-166.51	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-97.03	-	-7.67	-6.84	-97.03	
		하부	8	-170.27	-	-20.67	-17.65	-170.27	

2) 전단력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-51.44	-	-14.41	-13.81	-51.44	
		중앙부 (상면)	2	-30.40	-	-13.70	-13.05	-30.40	
		중앙부 (하면)	3	-30.40	-	-13.70	-13.05	-30.40	
		우측	4	51.89	-	14.58	13.98	51.89	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	69.15	-	14.79	11.74	69.15	
		하부	6	85.32	-	15.83	13.06	85.32	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-70.58	-	-14.87	-11.82	-70.58	
		하부	8	-86.71	-	-15.91	-13.14	-86.71	

3) 축력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-128.40	-	-32.44	-26.89	-128.40	
		중앙부 (상면)	2	-128.40	-	-26.34	-24.37	-128.40	
		중앙부 (하면)	3	-128.40	-	-26.34	-24.37	-128.40	
		우측	4	-128.44	-	-32.52	-26.97	-128.44	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-40.99	-	5.20	4.89	-41.21	
		하부	6	-54.33	-	-9.20	-8.78	-54.59	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-41.37	-	5.13	4.81	-41.59	
		하부	8	-54.81	-	-9.32	-8.90	-55.07	

4) 사용모멘트

(kN.m)

구분		위 치		상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-117.18	-	-	-	-117.18	
		중앙부 (상면)	2	60.41	-	-	-	60.41	
		중앙부 (하면)	3	-26.55	-	-	-	-26.55	
		우측	4	-119.91	-	-	-	-119.91	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-58.63	-	-	-	-58.63	
		하부	6	-103.47	-	-	-	-103.47	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-60.40	-	-	-	-60.40	
		하부	8	-106.01	-	-	-	-106.01	

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	189.24	401.30	940.48	H25 - 4.0EA	2026.80	2.12
		좌측(배수구단면)	1	1000	446	155.54	226.26	1369.4	H25 - 4.0EA	2026.80	1.45
		중앙부(상면)	2	1000	620	54.34	165.59	258.74	H16 - 4.0EA	794.40	3.05
		중앙부(하면)	2	1000	600	71.72	229.89	353.38	H19 - 4.0EA	1146.00	3.21
		우측	3	1000	600	193.26	401.30	960.76	H25 - 4.0EA	2026.80	2.08
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	391	94.40	257.62	720.74	H25 - 4.0EA	2026.80	2.73
		하부	5	1000	400	166.51	263.47	1258.84	H25 - 4.0EA	2026.80	1.58
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	388	97.03	255.07	748.50	H25 - 4.0EA	2026.80	2.63
		하부	7	1000	400	170.26	263.47	1288.09	H25 - 4.0EA	2026.80	1.55

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦV_c	V_u	ΦV_n	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm ²		mm	mm ²	
하부슬래브	1 경간	좌측	1	389.7	51.4	446.73	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		좌측 (배수구단면)	1	224.7	50.1	290.49	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		중앙부	2	402.7	30.4	461.62	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		우측	3	389.7	51.9	446.73	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
좌측벽체	1 층	중앙부	4	254.3	69.1	291.49	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		하부	5	259.8	85.3	297.82	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
우측벽체	1 층	중앙부	6	251.9	70.6	288.73	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		하부	7	259.8	86.7	297.82	1.00	-	H13	400	126.70	0.K

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	189.24	51.44

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2026.800 \times 400.00 = 810720.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 35.325 \text{ mm, } c = 35.325 / \beta_1 = 35.325 / 0.85 = 41.559 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (600.00 - 41.559) / 41.559 = 0.04031$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 940.476 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.155]

1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00338$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 35.325 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 2026.800 \times 400 \times (600.00 - a/2) = 401.296 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 189.236 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.121]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 600.00 = 389.711 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 51.440 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

* 단면재원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	446.0	346.0	100.0	155.5	50.1

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2026.800 \times 400.00 = 810720.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 35.325 \text{ mm, } c = 35.325 / \beta_1 = 35.325 / 0.85 = 41.559 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (346.00 - 41.559) / 41.559 = 0.02198$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 1369.392 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.480]

1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\text{수축온도철근비} = 0.00200$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00586$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 35.325 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 2026.800 \times 400 \times (346.00 - a/2) = 226.261 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 155.539 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.455]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 346.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 346.00 = 224.734 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 50.135 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	54.35	30.40

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$\bar{T} = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (620.00 - 16.289) / 16.289 = 0.11119$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 258.744 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 3.070]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times \rho_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00128$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (620.00 - a/2) = 165.590 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 54.345 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 3.047]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 620.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 620.00 = 402.702 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 30.397 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	71.72	30.40

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1146.000 \times 400.00 = 458400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 19.974 \text{ mm, } c = 19.974 / \beta_1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (600.00 - 23.499) / 23.499 = 0.07360$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 353.380 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.243]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00191$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 19.974 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 1146.000 \times 400 \times (600.00 - a/2) = 229.893 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 71.720 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 3.205]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 600.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 600.00 = 389.711 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 30.397 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	193.26	51.89

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2026.800 \times 400.00 = 810720.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 35.325 \text{ mm, } c = 35.325 / \beta_1 = 35.325 / 0.85 = 41.559 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (600.00 - 41.559) / 41.559 = 0.04031$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 960.760 \text{ mm}^2$$

$$* \text{ 사용철근량} = 2026.8 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률} = 2.110]$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 4.0 \text{ EA} (= 2026.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00338$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K. (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 35.325 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 2026.800 \times 400 \times (600.00 - a/2) = 401.296 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 193.260 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K. [안전률 2.076]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 600.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 600.00 = 389.711 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 51.888 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	표폭(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	491.50	391.50	100.00	94.40	69.15

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2026.800 \times 400.00 = 810720.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 35.325 \text{ mm, } c = 35.325 / \beta_1 = 35.325 / 0.85 = 41.559 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (391.50 - 41.559) / 41.559 = 0.02526$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 720.743 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.812]

1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times \rho_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00518$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 35.325 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2026.800 \times 400 \times (391.50 - a/2) = 257.616 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 94.399 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.729]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 391.50 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 391.50 = 254.287 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 69.147 \text{ kN}) \quad \therefore \text{전단보강 불필요}$$

■ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	400.00	100.00	166.51	85.32

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2026.800 \times 400.00 = 810720.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 35.325 \text{ mm, } c = 35.325 / \beta_1 = 35.325 / 0.85 = 41.559 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (400.00 - 41.559) / 41.559 = 0.02587$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 1258.836 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.610]

$$1\text{단} : H25 - 4.0 \text{ EA } (= 2026.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00507$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore O.K$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 35.325 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 2026.800 \times 400 \times (400.00 - a/2) = 263.473 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 166.506 \text{ kN.m}) \quad \therefore O.K \text{ [안전률 1.582]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 400.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 400.00 = 259.808 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 85.324 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	487.80	387.80	100.00	97.03	70.58

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2026.800 \times 400.00 = 810720.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 35.325 \text{ mm, } c = 35.325 / \beta_1 = 35.325 / 0.85 = 41.559 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (387.80 - 41.559) / 41.559 = 0.02499$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 748.502 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.708]

1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00523$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 35.325 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2026.800 \times 400 \times (387.80 - a/2) = 255.067 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 97.032 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.629]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 387.80 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 387.80 = 251.884 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 70.576 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	400.00	100.00	170.27	86.71

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2026.800 \times 400.00 = 810720.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 35.325 \text{ mm, } c = 35.325 / \beta_1 = 35.325 / 0.85 = 41.559 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (400.00 - 41.559) / 41.559 = 0.02587$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 1288.094 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.573]

1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00507$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 35.325 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 2026.800 \times 400 \times (400.00 - a/2) = 263.473 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 170.265 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.547]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 400.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 400.00 = 259.808 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 86.706 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 700 \times 0.0020 = 1400.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1400.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 700 \times 1000 = 1050.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1050.0 \text{ mm}^2 \leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 하부슬래브 : 1경간(좌측)-배수구단면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 446 \times 0.0020 = 892.0 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 892.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 446 \times 1000 = 669.00 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 669.00 \text{ mm}^2 \leq 1986.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 하부슬래브 : 중앙부_상면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 700 \times 0.0020 = 1400.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1400.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 700 \times 1000 = 1050.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1050.0 \text{ mm}^2 \leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 하부슬래브 : 중앙부_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 700 \times 0.0020 = 1400.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1400.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 700 \times 1000 = 1050.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1050.0 \text{ mm}^2 \leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 하부슬래브 : 1경간(우측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 700 \times 0.0020 = 1400.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1400.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 700 \times 1000 = 1050.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

6) 좌측벽체 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 490 \times 0.0020 = 979.30 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H13} - 10\text{EA} = 1267.000 \text{ mm}^2 \geq 979.301 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 490 \times 1000 = 734.5 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 734.5 \text{ mm}^2 \leq 1267.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 좌측벽체 : 하부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 500 \times 0.0020 = 1000.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H13} - 10\text{EA} = 1267.000 \text{ mm}^2 \geq 1000.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 500 \times 1000 = 750.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 750.0 \text{ mm}^2 \leq 1267.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

8) 우측벽체 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 490 \times 0.0020 = 979.30 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H13} - 10\text{EA} = 1267.000 \text{ mm}^2 \geq 979.301 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 490 \times 1000 = 734.5 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 734.5 \text{ mm}^2 \leq 1267.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

9) 우측벽체 : 하부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 500 \times 0.0020 = 1000.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H13} - 10\text{EA} = 1267.000 \text{ mm}^2 \geq 1000.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

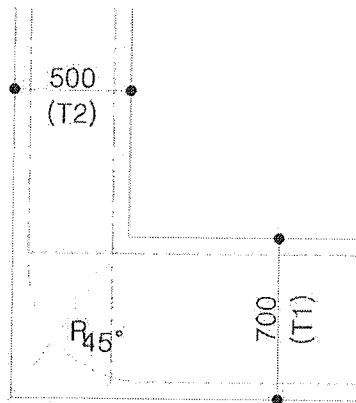
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 500 \times 1000 = 750.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 750.0 \text{ mm}^2 \leq 1267.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 117.176 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 117.176 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T_1^2 + T_2^2)} = 860.233 \text{ mm}$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$f_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 117.18 \times 10^6}{860.233^2 \times 1000} = 0.792 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 117.18 \times 10^6}{860.233 \times 180} = 1513.494 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 0.000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 1513.494 \text{ mm}^2 - 0.000 \text{ mm}^2 \\ &= 1513.494 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = H25 - 4EA$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 2026.800 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 1513.494 \text{ mm}^2) \text{ -----> O.K !!!}$$

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm²

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

$$= -7 \times 0.0012813 + \sqrt{(2 \times 0.0090 + (0.0090)^2)} = 0.125$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.125 / 3 = 0.958$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 1392620.000 / (794.400 \times 620.000 \times 0.958)$$

$$= 2.951 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 Th1} = f_s \times A_s = 2.951 \times 794.400 = 2344.036 \text{ N}$$

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm²

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

$$= -7 \times 0.0018914 + \sqrt{(2 \times 0.0132 + (0.0132)^2)} = 0.150$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.150 / 3 = 0.950$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 1392620.000 / (794.400 \times 420.000 \times 0.950)$$

$$= 4.394 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 Th2} = f_s \times A_s = 4.394 \times 794.400 = 3490.306 \text{ N}$$

- 보강철근량 산정

$$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = f_{sa} \times A_{sT} \quad : \text{대각선 방향의 인장력}$$

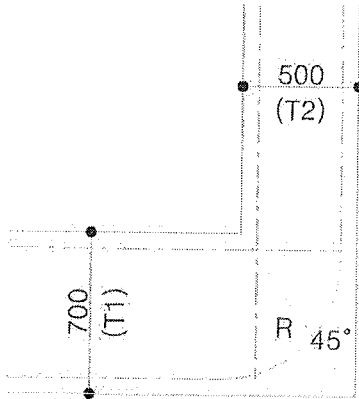
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$$A_s = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / f_{sa} = \sqrt{(2344.036^2 + 3490.306^2)} / 180.0$$

$$A_s = 23.358 \text{ mm}^2$$

사용철근량 : H16 @ 1000, 2EA = 397.200 mm² $\therefore$ O.K.

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 119.913 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 119.913 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T_1^2 + T_2^2)} = 860.233 \text{ mm}$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 119.91 \times 10^6}{860.233^2 \times 1000} = 0.810 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 119.91 \times 10^6}{860.233 \times 180} = 1548.843 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 0.000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 1548.843 \text{ mm}^2 - 0.000 \text{ mm}^2 \\ &= 1548.843 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = H25 - 4EA$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 2026.800 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 1548.843 \text{ mm}^2) \text{ -----> O.K !!!}$$

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm^2

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

$$= -7 \times 0.0012813 + \sqrt{(2 \times 0.0090 + (0.0090)^2)} = 0.125$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.125 / 3 = 0.958$$

$$\begin{aligned} f_s &= M_o / (A_s \times d \times j) = 1392620.000 / (794.400 \times 620.000 \times 0.958) \\ &= 2.951 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{인장력 } Th1 = f_s \times A_s = 2.951 \times 794.400 = 2344.036 \text{ N}$$

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm²

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

$$= -7 \times 0.0018914 + \sqrt{(2 \times 0.0132 + (0.0132)^2)} = 0.150$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.150 / 3 = 0.950$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 1392620.000 / (794.400 \times 420.000 \times 0.950)$$

$$= 4.394 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 } Th2 = f_s \times A_s = 4.394 \times 794.400 = 3490.306 \text{ N}$$

- 보강철근량 산정

$$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = f_{sa} \times A_s T \quad : \text{대각선 방향의 인장력}$$

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$$A_s = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / f_{sa} = \sqrt{(2344.036^2 + 3490.306^2)} / 180.0$$

$$A_s = 23.358 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 : H16 @ 1000, 2EA} = 397.200 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

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	1 경간	좌측	1	600	H25 - 4.0EA	250	545.383	0.K	2.18
		좌측(배수 구단면)	1	446	H25 - 4.0EA	250	337.700	0.K	1.35
		중앙부 (상면)	2	620	H16 - 4.0EA	250	435.274	0.K	1.74
		중앙부 (하면)	2	600	H19 - 4.0EA	250	1549.604	0.K	6.20
		우측	3	600	H25 - 4.0EA	250	527.944	0.K	2.11
좌측면체	1 층	중앙부	4	391	H25 - 4.0EA	250	763.391	0.K	3.05
		하부	5	400	H25 - 4.0EA	250	350.317	0.K	1.40
우측면체	1 층	중앙부	6	388	H25 - 4.0EA	250	725.298	0.K	2.90
		하부	7	400	H25 - 4.0EA	250	336.673	0.K	1.35

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 117.176 \times 1000000 / [2026.800 \times (600.000 - 117.062/3)] \\ = 103.058 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 2026.800/1000.0 + 7 \times 2026.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 600.0)/(7 \times 2026.800)]} \\ = 117.062 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2026.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2026.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 103.06) - 2.5 \times 87.50 = 545.38 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 103.06) = 611.31 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 545.38 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 545.38 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

2) 하부슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 91.036 \times 1000000 / [2026.800 \times (346.000 - 85.908/3)]$$

$$= 141.529 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 2026.800/1000.0 + 7 \times 2026.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 346.0)/(7 \times 2026.800)]}$$

$$= 85.908 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2026.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2026.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 141.53) - 2.5 \times 87.50 = 337.67 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 141.53) = 445.14 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 337.67 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 337.67 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

3) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 60.407 \times 1000000 / [794.400 \times (620.000 - 77.664/3)]$$

$$= 127.992 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 620.0)/(7 \times 794.400)]}$$

$$= 77.664 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 16/2 = 72.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 127.99) - 2.5 \times 72.00 = 435.27 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 127.99) = 492.22 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 435.27 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 435.27 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

4) 하부슬래브 종양부_하면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 26.550 \times 1000000 / [1146.000 \times (600.000 - 90.420/3)]$$

$$= 40.656 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 1146.000/1000.0 + 7 \times 1146.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 600.0)/(7 \times 1146.000)]}$$

$$= 90.420 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1146.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H19} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 1146.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 19/2 = 90.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 40.66) - 2.5 \times 90.50 = 1710.76 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 40.66) = 1549.60 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1549.60 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 1549.60 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 119.913 \times 1000000 / [2026.800 \times (600.000 - 117.062/3)]$$

$$= 105.465 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 2026.800/1000.0 + 7 \times 2026.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 600.0)/(7 \times 2026.800)]}$$

$$= 117.062 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2026.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2026.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 105.46) - 2.5 \times 87.50 = 527.94 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 105.46) = 597.35 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 527.94 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 527.94 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

6) 좌측벽체 종방향

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 58.631 \times 1000000 / [2026.800 \times (391.500 - 92.162/3)]$$

$$= 80.182 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 2026.800/1000.0 + 7 \times 2026.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 391.5)/(7 \times 2026.800)]}$$

$$= 92.162 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2026.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H25 - 4.0 \text{ EA} (= 2026.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 80.18) - 2.5 \times 87.50 = 763.39 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 80.18) = 785.71 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 763.39 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 763.39 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

7) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 103.469 \times 1000000 / [2026.800 \times (400.000 - 93.290/3)]$$

$$= 138.384 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 2026.800/1000.0 + 7 \times 2026.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 400.0)/(7 \times 2026.800)]}$$

$$= 93.290 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2026.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H25 - 4.0 \text{ EA} (= 2026.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 138.38) - 2.5 \times 87.50 = 350.32 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 138.38) = 455.25 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 350.32 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 350.32 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

8) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 60.400 \times 1000000 / [2026.800 \times (387.801 - 91.667/3)] \\ = 83.417 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 2026.800/1000.0 + 7 \times 2026.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 387.8)/(7 \times 2026.800)]} \\ = 91.667 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2026.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2026.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 83.42) - 2.5 \times 87.50 = 725.30 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 83.42) = 755.24 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 725.30 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 725.30 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

9) 우측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 106.011 \times 1000000 / [2026.800 \times (400.000 - 93.290/3)] \\ = 141.784 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 2026.800/1000.0 + 7 \times 2026.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 400.0)/(7 \times 2026.800)]} \\ = 93.290 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2026.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2026.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 141.78) - 2.5 \times 87.50 = 336.67 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 141.78) = 444.34 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 336.67 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 336.67 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

19. 기초 지지력 검토

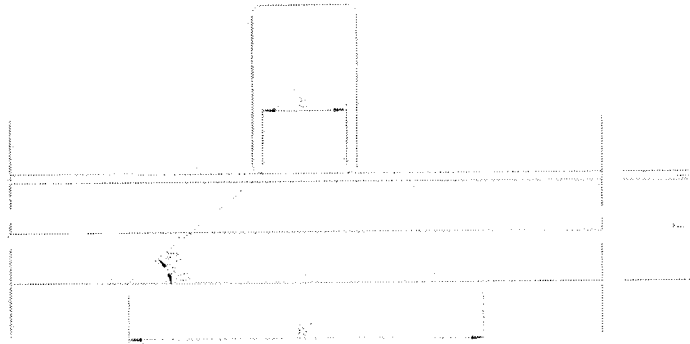
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = $243.969 / 9.600 = 25.413 \text{ kN/m}^2$
- 암거아스콘포장 = $0.08 \times 23.00 = 1.840 \text{ kN/m}^2$

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

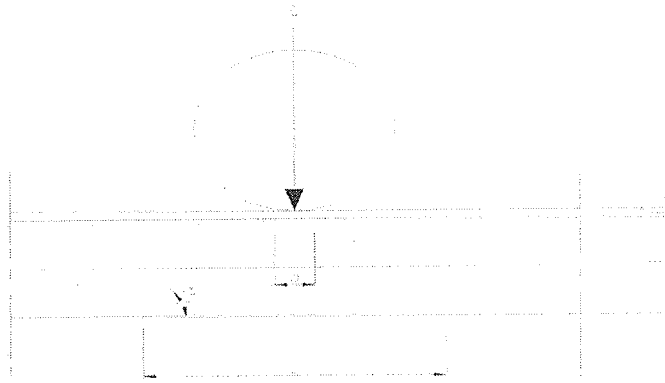


$$t = 80 \text{ mm (암거내부 포장두께)}$$

$$T = 700 \text{ mm (하부 슬래브 두께)}$$

$$b' = 0.500 + 2 \times (0.700 + 0.080) \times \cot 45^\circ$$

$$= 2.060 \text{ m}$$



$$a' = 0.200 + 2 \times (0.700 + 0.080) \times \cot 45^\circ$$

$$= 1.760 \text{ m}$$

$$Q_z = 96.0 / (2.060 \times 1.760) = 26.478 \text{ kN/m}^2$$

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= 25.41 + 1.84 + 26.48 \\ &= 53.732 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2) 지반의 허용연직지지력

$$Q_a = 417.89 \text{ kN/m}^2 \geq Q_{\max} = 53.73 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

19.1 부력 검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	9.600	×	0.700	×	25.000	=	168.000	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	3.265	×	25.000	×	2	= 73.463 kN/m
	:	0.050	×	2.565	×	25.000	/ 2	×	2 = 3.206 kN/m
- 현치	:	0.200	×	2	×	25.000	=	10.000	kN/m
- 포장	:	7.400	×	0.080	×	23.000	=	13.616	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	×	1.565	×	10.000	×	2	= 0.000 kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	1.565	×	10.000	×	2	= 0.000 kN/m
$\therefore \Sigma$								=	268.285 kN/m

(2) 측면마찰력

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

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

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

① 지하수위 이상

$$\begin{aligned} F1 &= K_u \times \gamma_t \times D1^2 \times \tan \delta \\ &= 1.000 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(0 \times 2/3) \\ &= 0.000 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F2 &= K_u \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma_t + D2^2 \times \gamma_{sub}) \times \tan \delta \\ &= 1.000 \times (2 \times 1.000 \times 1.565 \times 19.000 + 1.565^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3) \\ &= 0.000 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Sigma = 0.000 + 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 268.285 + 0.000 = 268.285 \text{ kN/m}$$

2) 부력

$$\begin{aligned} U &= B \times h_s \times \gamma_w \quad (\text{여기서, } h_s = \text{지하수위 심도}) \\ &= 9.600 \times 2.265 \times 10.000 \\ &= 217.440 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) 안정검토

$$\begin{aligned} F_s &= R / U \\ &= 268.285 / 217.440 \\ &= 1.234 > 1.05 \quad \therefore \text{OK} \rightarrow \text{부력안전성 확보} \end{aligned}$$

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -12.8 m (보링주상도 NBB-7 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단기하중

- 하부슬래브	: 9.600 × 0.700 × 25.000	= 168.000 kN/m
- 벽체	: 0.450 × 3.265 × 25.000 × 2	= 73.463 kN/m
	: 0.050 × 2.565 × 25.000 / 2 × 2	= 3.206 kN/m
- 현차	: 0.200 × 2 × 25.000	= 10.000 kN/m
- 포장	: 7.400 × 0.080 × 23.000	= 13.616 kN/m
- 전단기	: 0.000 × 0.000 × 25.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 토사(수위 이상)	: 0.000 × 12.800 × 19.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 토사(수위 이하)	: 0.000 × -10.235 × 10.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 수직수압	: 0.000 × -10.235 × 10.000 × 2	= 0.000 kN/m
∴ Σ		= 268.285 kN/m

(2) 측면마찰력

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

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

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

① 지하수위 이상

$$\begin{aligned} F1 &= K_u \times \gamma_t \times D1^2 \times \tan \delta \\ &= 1.000 \times 19.000 \times 12.800^2 \times \tan(0 \times 2/3) \\ &= 0.000 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F2 &= K_u \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma_t + D2^2 \times \gamma_{sub}) \times \tan \delta \\ &= 1.000 \times (2 \times 12.800 \times -10.235 \times 19.000 + -10.235^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3) \\ &= 0.000 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Sigma = 0.000 + 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 268.285 + 0.000 = 268.285 \text{ kN/m}$$

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

■ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

： 시공시 부력에 대한 안전률 $F_s = 1.1$ (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

$$H = \frac{168.000}{9.600 \times 10.000 \times 1.100} = 1.591 \text{ m}$$

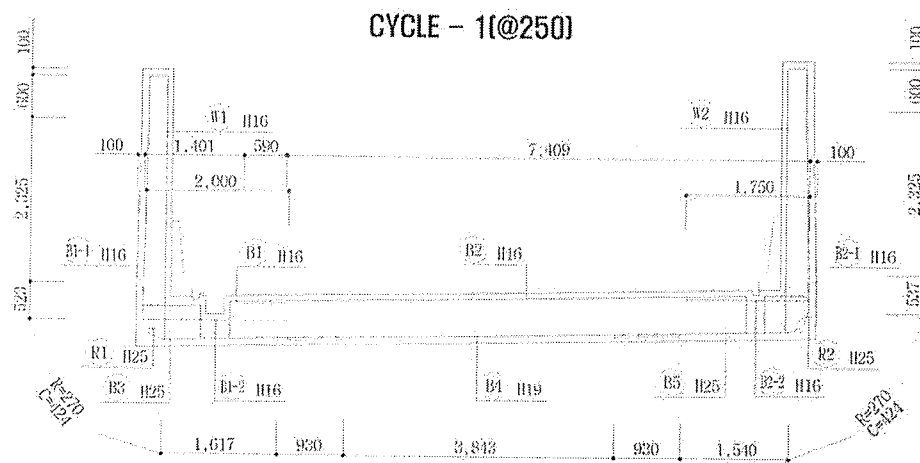
∴ 구조물 저면으로부터 1.591 m 이하유지

~ 2단계 : 벽체 타설시

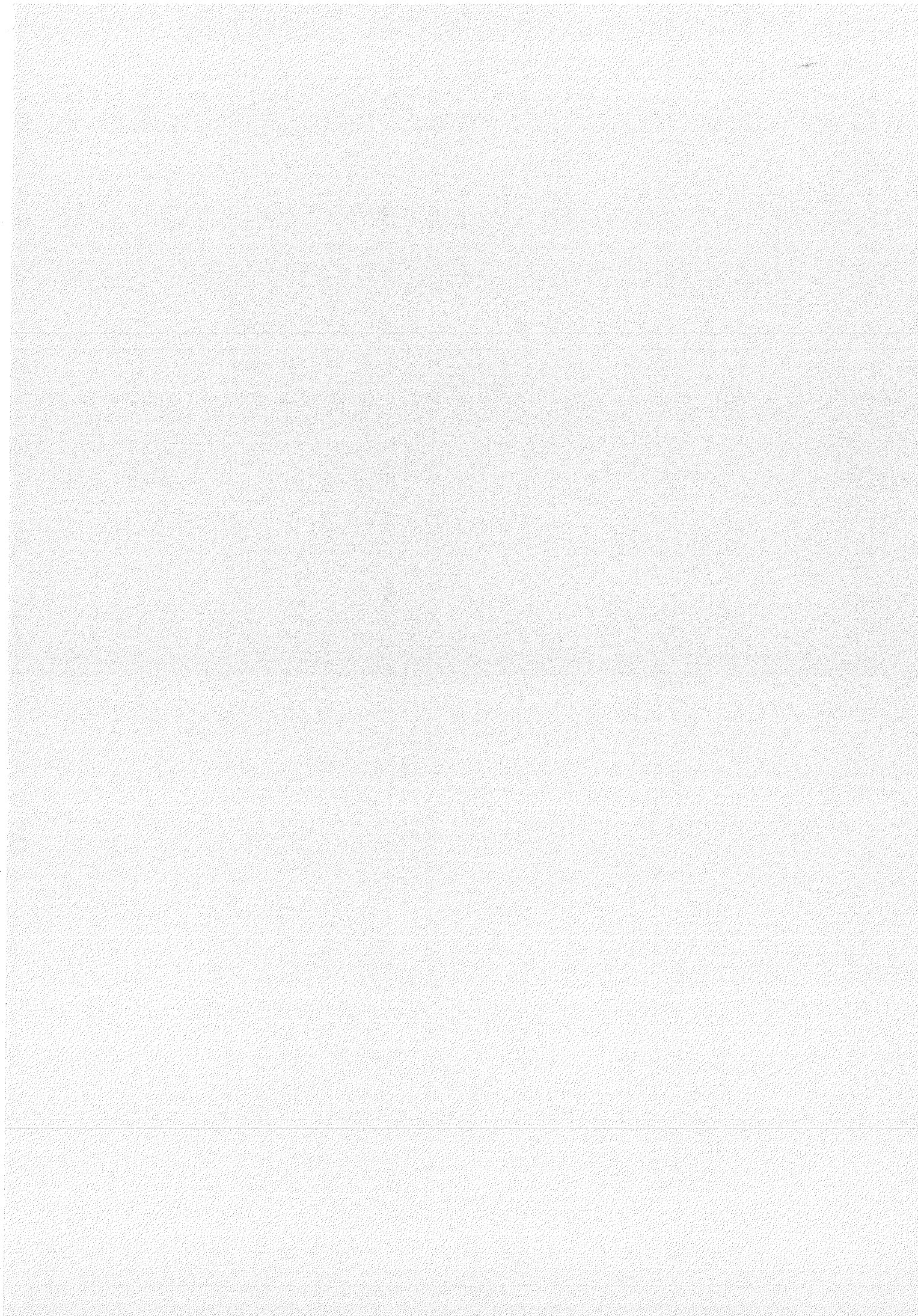
$$H = \frac{254.669}{9.600 \times 10.000 \times 1.100} = 2.412 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로부터 2.412 m 이하유지

20. 주철근 조립도



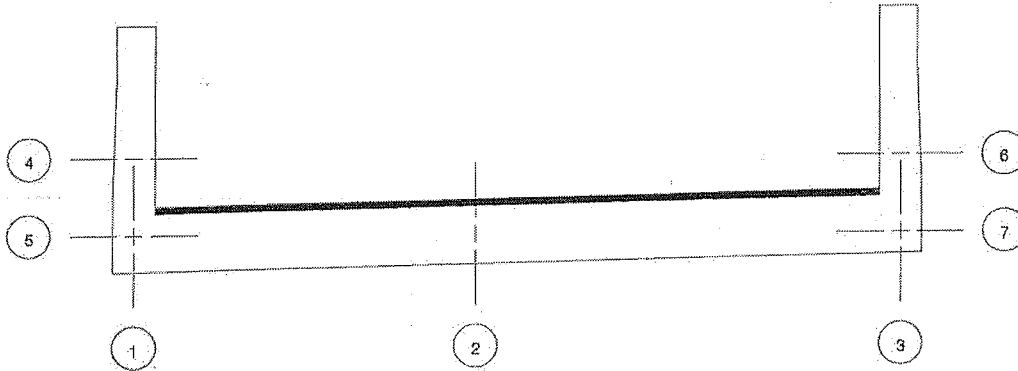
U5



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 힘 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	600	97.64	229.89	481.99	H19 - 4.0EA	1146.00	2.35
		좌측(배수구단면)	1	1000	446	81.43	130.92	704.7	H19 - 4.0EA	1146.00	1.61
		중앙부(상면)	2	1000	620	49.94	165.59	237.70	H16 - 4.0EA	794.40	3.32
		중앙부(하면)	2	1000	600	31.64	229.89	155.42	H19 - 4.0EA	1146.00	7.27
		우측	3	1000	600	100.58	229.89	496.63	H19 - 4.0EA	1146.00	2.29
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	389	48.92	147.78	372.77	H19 - 4.0EA	1146.00	3.02
		하부	5	1000	400	84.76	151.96	631.96	H19 - 4.0EA	1146.00	1.79
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	383	50.46	145.35	390.92	H19 - 4.0EA	1146.00	2.88
		하부	7	1000	400	87.38	151.96	651.78	H19 - 4.0EA	1146.00	1.74

■ 수평철근 검토

				단면적비			0.0015hs		
구분	부재 위치			필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1400.0	1986.0	0.K	1050.0	1986.0	0.K
		좌측 (배수구단면)	1	892.0	1986.0	0.K	669.0	1986.0	0.K
		중앙부 (상면)	2	1400.0	1986.0	0.K	1050.0	1986.0	0.K
		중앙부 (하면)	2	1400.0	1986.0	0.K	1050.0	1986.0	0.K
		우측	3	1400.0	1986.0	0.K	1050.0	1986.0	0.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	972.3	1267.0	0.K	729.2	1267.0	0.K
		하부	5	1000.0	1267.0	0.K	750.0	1267.0	0.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	972.3	1267.0	0.K	729.2	1267.0	0.K
		하부	7	1000.0	1267.0	0.K	750.0	1267.0	0.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치		ΦV_c	V_u	ΦV_n	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고	
			kN	kN	kN	EA	mm ²		mm	mm ²		
하부슬래브	1 경간	좌측	1	389.7	35.5	446.73	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		좌측 (배수구단면)	1	224.7	33.9	290.49	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		중앙부	2	402.7	20.0	461.62	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		우측	3	389.7	35.7	446.73	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
좌측벽체	1 층	중앙부	4	252.8	40.4	289.82	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		하부	5	259.8	46.7	297.82	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
우측벽체	1 층	중앙부	6	248.8	41.9	285.18	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		하부	7	259.8	48.3	297.82	1.00	-	H13	400	126.70	0.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	1 경간	좌측	1	600	H19 - 4.0EA	250	620.088	0.K	2.480
		좌측(배수 구단면)	1	446	H19 - 4.0EA	250	389.100	0.K	1.556
		중앙부 (상면)	2	620	H16 - 4.0EA	250	539.953	0.K	2.160
		중앙부 (하면)	2	600	H19 - 4.0EA	250	5670.651	0.K	22.683
		우측	3	600	H19 - 4.0EA	250	595.208	0.K	2.381
좌측벽체	1 층	중앙부	4	389	H19 - 4.0EA	250	852.383	0.K	3.410
		하부	5	400	H19 - 4.0EA	250	413.997	0.K	1.656
우측벽체	1 층	중앙부	6	383	H19 - 4.0EA	250	802.381	0.K	3.210
		하부	7	400	H19 - 4.0EA	250	394.799	0.K	1.579

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp B U type (내공 : 8.6M × 2.281M, 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 (f_{ck}) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (E_c) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (f_y) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (E_s) = 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, 붕괴방지구준

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

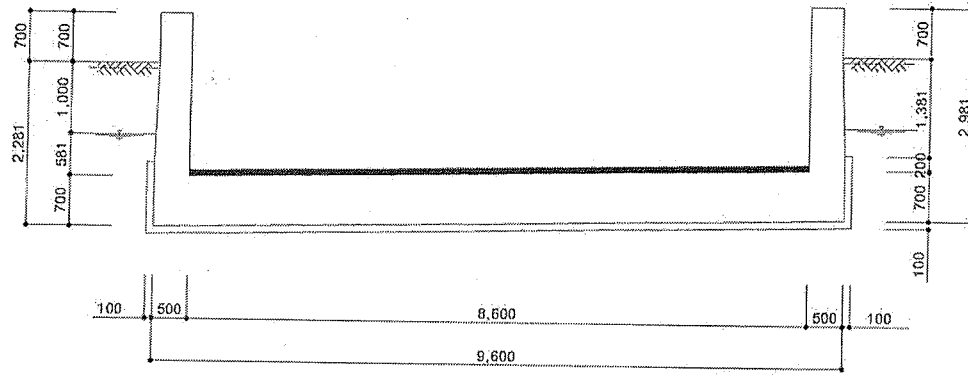
- 강도설계법 : 부재의 단면경토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단면 가정



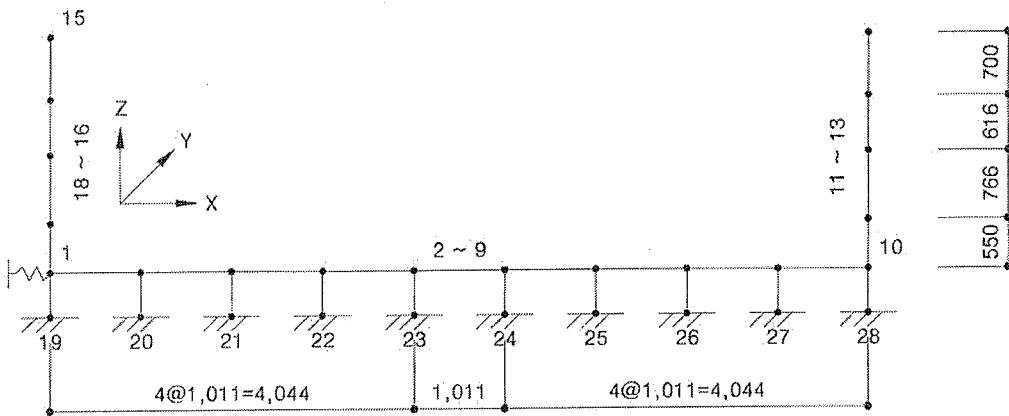
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

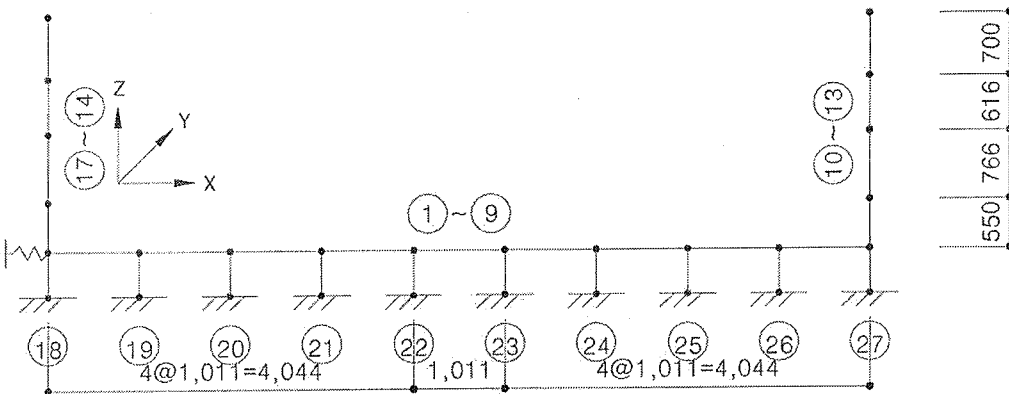
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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

① 절점삼도



② 부재삼도



2) 단면제원

NO	A (m ²)	I (m ⁴)	부 재
1	0.700 × 1.000 = 0.700	0.02858	1~9
5	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	13~14

NO	A (m ²)	I (m ⁴)	절 점
2	0.500 × 1.000 = 0.500	0.01042	10
3	0.498 × 1.000 = 0.498	0.01029	11, 18
4	0.470 × 1.000 = 0.470	0.00867	12, 17

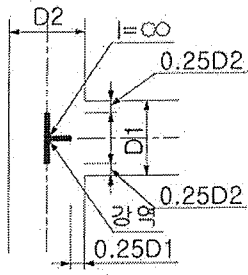
NO	Section(Tapper)	부 재
6	SEC 2 ~ 3	10
7	SEC 3 ~ 4	11
8	SEC 4 ~ 5	12
9	SEC 5 ~ 4	15
10	SEC 4 ~ 3	16
11	SEC 3 ~ 2	17

3) 단면좌표

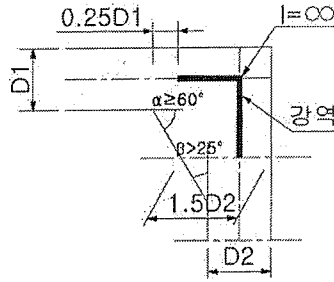
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	15	0.000	3.131
2	1.011	0.500	16	0.000	2.431
3	2.022	0.500	17	0.000	1.815
4	3.033	0.500	18	0.000	1.050
5	4.044	0.500	19	0.000	0.000
6	5.056	0.500	20	1.011	0.000
7	6.067	0.500	21	2.022	0.000
8	7.078	0.500	22	3.033	0.000
9	8.089	0.500	23	4.044	0.000
10	9.100	0.500	24	5.056	0.000
11	9.100	1.050	25	6.067	0.000
12	9.100	1.815	26	7.078	0.000
13	9.100	2.431	27	8.089	0.000
14	9.100	3.131	28	9.100	0.000

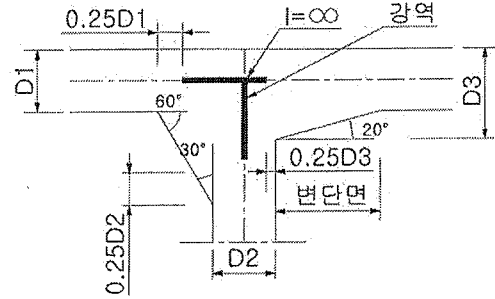
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 500 / 2 - 0.25 \times 700 = 75 \text{ mm}$$

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 700 / 2 - 0.25 \times 500 = 225 \text{ mm}$$

(3) 10 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 500 / 2 - 0.25 \times 700 = 75 \text{ mm}$$

(4) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 700 / 2 - 0.25 \times 500 = 225 \text{ mm}$$

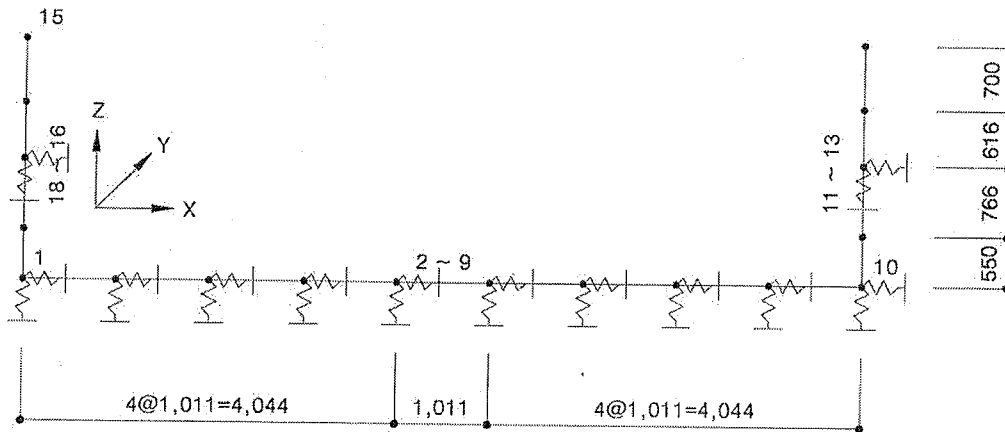
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

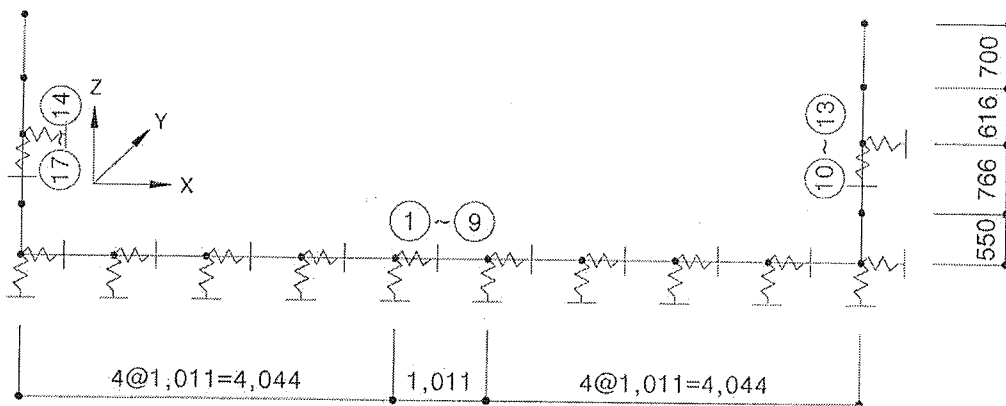
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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 부재삼도



2) 단면제원

NO	A (m ²)	I (m ⁴)	부 재
1	0.700 × 1.000 = 0.700	0.02858	1~9
5	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	13~14

NO	A (m ²)	I (m ⁴)	절 점
2	0.500 × 1.000 = 0.500	0.01042	10
3	0.498 × 1.000 = 0.498	0.01029	11, 18
4	0.470 × 1.000 = 0.470	0.00867	12, 17

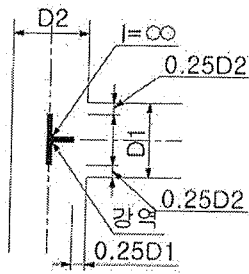
NO	Section(Tapper)	부 재
6	SEC 2 ~ 3	10
7	SEC 3 ~ 4	11
8	SEC 4 ~ 5	12
9	SEC 5 ~ 4	15
10	SEC 4 ~ 3	16
11	SEC 3 ~ 2	17

3) 단면좌표

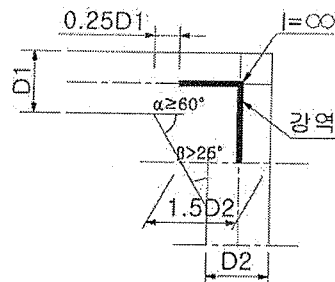
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	10	9.100	0.000
2	1.011	0.000	11	9.100	0.550
3	2.022	0.000	12	9.100	1.315
4	3.033	0.000	13	9.100	1.931
5	4.044	0.000	14	9.100	2.631
6	5.056	0.000	15	0.000	2.631
7	6.067	0.000	16	0.000	1.931
8	7.078	0.000	17	0.000	1.315
9	8.089	0.000	18	0.000	0.550

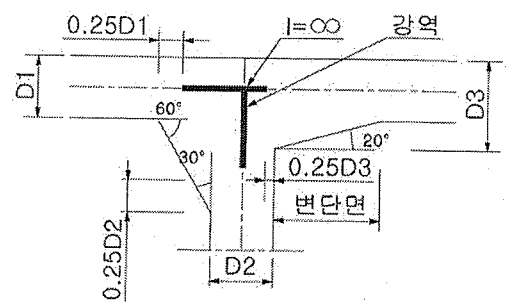
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 1 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 500 / 2 - 0.25 \times 700 = 75 \text{ mm}$$

(2) 1 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 700 / 2 - 0.25 \times 500 = 225 \text{ mm}$$

(3) 10 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 500 / 2 - 0.25 \times 700 = 75 \text{ mm}$$

(4) 10 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 700 / 2 - 0.25 \times 500 = 225 \text{ mm}$$

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 = E_0 의 산정방법에 대한 보정계수

E_0 = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (K_v)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

E_0 : 지반탄성계수 (kN/m^2)

$$\alpha = 1$$

$$E_0 = 9000.00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{지반보고서 참조})$$

$$B_v = \sqrt{B \times B} = \sqrt{9.600 \times 9.600} = 9.60 \text{ m } (L > B)$$

$$K_{v0} = 1 / 0.3 \times 1 \times 9000 = 30000.00 \text{ kN/m}^3$$

$$K_v = 30000.000 \times (9.600 / 0.3)^{-3/4} = 2229.76 \text{ kN/m}^3$$

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (0.500/2 + 1.011/2) = 1685 \text{ kN/m}$	1,10
Kv2	$K_v \times (1.011/2 + 1.011/2) = 2255 \text{ kN/m}$	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 = E_0 의 산정방법에 대한 보정계수

E_0 = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (K_v)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

여기서,
$$K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

E_0 : 지반탄성계수 (kN/m^2)

$\alpha = 2$

$E_0 = 9000.00 \text{ kN/m}^2$ (지반보고서 참조)

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 매립토

① 연직방향 지반반력계수

$E_0 = 9000.000 \text{ kN/m}^2$

$B_v = \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(9.600 \times 9.600)} = 9.600 \text{ m}$

$K_{v0} = 1 / 0.3 \times \alpha \times 1 = 1 / 0.3 \times 2 \times 9000.0 = 60000.00 \text{ kN/m}^3$

$K_v = 60000.000 \times (9.600 / 0.3)^{-3/4} = 4459.53 \text{ kN/m}^3$

② 전단 지반반력계수

$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 4459.530 = 1486.51 \text{ kN/m}^3$

(2) 축벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

$E_0 = 9000.000 \text{ kN/m}^2$

$B_v = \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(2.281 \times 2.281)} = 2.281 \text{ m}$

$K_{h0} = 1 / 0.3 \times \alpha \times 1 = 1 / 0.3 \times 2 \times 9000.0 = 60000.00 \text{ kN/m}^3$

$K_h = 60000.000 \times (2.281 / 0.3)^{-3/4} = 13103.83 \text{ kN/m}^3$

② 전단 지반반력계수

$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 13103.830 = 4367.94 \text{ kN/m}^3$

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

$$E_0 = 9000.000 \text{ kN/m}^2$$

$$B_v = \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(2.281 \times 2.281)} = 2.281 \text{ m}$$

$$K_{ho} = 1 / 0.3 \times \alpha \times 1 = 1 / 0.3 \times 2 \times 9000.0 = 60000.00 \text{ kN/m}^3$$

$$K_h = 60000.000 \times (2.281 / 0.3)^{-3/4} = 13103.83 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 13103.830 = 4367.94 \text{ kN/m}^3$$

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
K_{h1}	$K_h \times (1.315/2 + 1.315/2) = 17238 \text{ kN/m}$	12, 17
K_{ss1}	$K_{ss} \times (1.315/2 + 1.315/2) = 5746 \text{ kN/m}$	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
K_{v1}	$K_v \times (1.011/2 + 1.011/2) = 4509 \text{ kN/m}$	2~9
K_{sb1}	$K_{sb} \times (1.011/2 + 1.011/2) = 1503 \text{ kN/m}$	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
K_{v1}	$K_v \times (0.500/2 + 1.011/2) = 3369 \text{ kN/m}$	1, 10
K_{sb1}	$K_h \times (1.315/2 + 0.800/2) = 13861 \text{ kN/m}$	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

$$- WH = 10.000 \times 0.500 = 5.000 \text{ kN/m}^2$$

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

$$Wh1 = 0.080 \times 23.000 \times 0.500 = 0.920 \text{ kN/m}^2$$

$$Wh2 = 0.920 + 0.535 \times 19.000 \times 0.500 = 6.007 \text{ kN/m}^2$$

$$Wh3 = 6.007 + 0.765 \times 19.000 \times 0.500 = 13.279 \text{ kN/m}^2$$

$$Wh4 = 13.279 + 0.550 \times 19.000 \times 0.500 = 18.505 \text{ kN/m}^2$$

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

$$Wh1 = 0.080 \times 23.000 \times 0.500 = 0.920 \text{ kN/m}^2$$

$$Wh2 = 0.920 + 0.535 \times 19.000 \times 0.500 = 6.007 \text{ kN/m}^2$$

$$Wh3 = 6.007 + 0.385 \times 19.000 \times 0.500 = 9.660 \text{ kN/m}^2$$

$$Wh4 = 9.660 + 0.381 \times 10.000 \times 0.500 = 11.565 \text{ kN/m}^2$$

$$Wh5 = 11.565 + 0.550 \times 10.000 \times 0.500 = 14.315 \text{ kN/m}^2$$

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

$$Ww1 = 0.381 \times 10.000 = 3.810 \text{ kN/m}^2$$

$$Ww2 = 3.810 + 0.550 \times 10.000 = 9.310 \text{ kN/m}^2$$

② 하부슬래브에 작용하는 하중

$$- Ww3 = (2.281 - 1.000) \times 10.000 = 12.810 \text{ kN/m}^2$$

6) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

$$- \text{건조수축계수} \quad \varepsilon = 15 \times 10^{-5}$$

$$- \text{온도선팽창 계수} \quad \alpha = 1.0 \times 10^{-5}$$

$$- \Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15^\circ \text{ C}$$

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	: 2.074°
δ	= 벽면마찰각	: 0.000°
kh	= 설계수평진도	: 0.154
θ	= $\tan^{-1}(kh/(1-kv))$, kv =	: 8.755

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

= 0.000

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

ϕ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	: 30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	: 0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	: 2.074°
δ	= 벽면마찰각	: 0.000°
kh	= 설계수평진도	: 0.063
θ	= $\tan^{-1}(kh/(1-kv))$, kv =	: 3.605

$$K_{EA} = \frac{0.000 \cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)}} \right]^2}$$

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

$$\begin{aligned} Wh1 &= 0.080 \times 23.000 \times 0.450 &= 0.828 \text{ kN/m}^2 \\ Wh2 &= 0.828 + 0.535 \times 19.000 \times 0.450 &= 5.407 \text{ kN/m}^2 \\ Wh3 &= 5.407 + 0.765 \times 19.000 \times 0.450 &= 11.952 \text{ kN/m}^2 \\ Wh4 &= 11.952 + 0.550 \times 19.000 \times 0.450 &= 16.654 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

$$\begin{aligned} Wh1 &= 0.080 \times 23.000 \times 0.386 &= 0.710 \text{ kN/m}^2 \\ Wh2 &= 0.710 + 0.535 \times 19.000 \times 0.386 &= 4.638 \text{ kN/m}^2 \\ Wh3 &= 4.638 + 0.765 \times 19.000 \times 0.386 &= 10.252 \text{ kN/m}^2 \\ Wh4 &= 10.252 + 0.550 \times 19.000 \times 0.386 &= 14.285 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

$$\begin{aligned} Wh1 &= 0.080 \times 23.000 \times 0.450 &= 0.828 \text{ kN/m}^2 \\ Wh2 &= 0.828 + 0.535 \times 19.000 \times 0.450 &= 5.407 \text{ kN/m}^2 \\ Wh3 &= 5.407 + 0.385 \times 19.000 \times 0.450 &= 8.694 \text{ kN/m}^2 \\ Wh4 &= 8.694 + 0.381 \times 10.000 \times 0.450 &= 10.409 \text{ kN/m}^2 \\ Wh5 &= 10.409 + 0.550 \times 10.000 \times 0.450 &= 12.884 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

$$\begin{aligned} Wh1 &= 0.080 \times 23.000 \times 0.386 &= 0.710 \text{ kN/m}^2 \\ Wh2 &= 0.710 + 0.535 \times 19.000 \times 0.386 &= 4.638 \text{ kN/m}^2 \\ Wh3 &= 4.638 + 0.385 \times 19.000 \times 0.386 &= 7.458 \text{ kN/m}^2 \\ Wh4 &= 7.458 + 0.381 \times 10.000 \times 0.386 &= 8.928 \text{ kN/m}^2 \\ Wh5 &= 8.928 + 0.550 \times 10.000 \times 0.386 &= 11.051 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

8) 구체 관성력

$$f_i = A_i \times r_{con} \times c \times K_H$$

① 하부슬래브

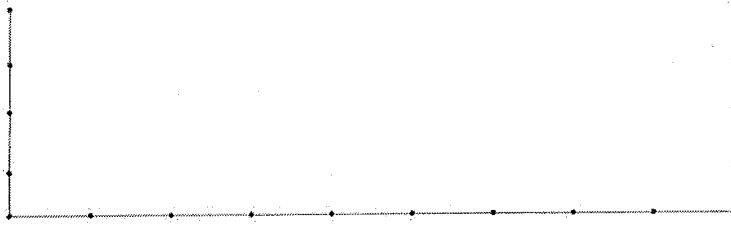
기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f_b = 0.700 \times 25.000 \times 0.063$ = 1.103	$f_b = 0.700 \times 25.000 \times 0.154$ = 2.695

② 측벽

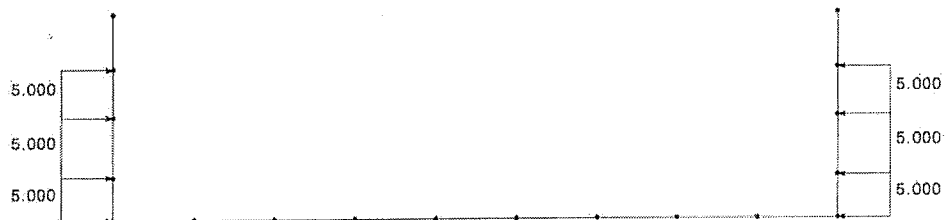
기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f1 = 0.450 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.709	$f1 = 0.450 \times 25.000 \times 0.154$ = 1.732
$f2 = 0.450 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.709	$f2 = 0.450 \times 25.000 \times 0.154$ = 1.732
$f3 = 0.472 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.744	$f3 = 0.472 \times 25.000 \times 0.154$ = 1.818
$f4 = 0.500 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.788	$f4 = 0.500 \times 25.000 \times 0.154$ = 1.925
$f5 = 0.500 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.788	$f5 = 0.500 \times 25.000 \times 0.154$ = 1.925

10. 하 중 재 하 (상시)

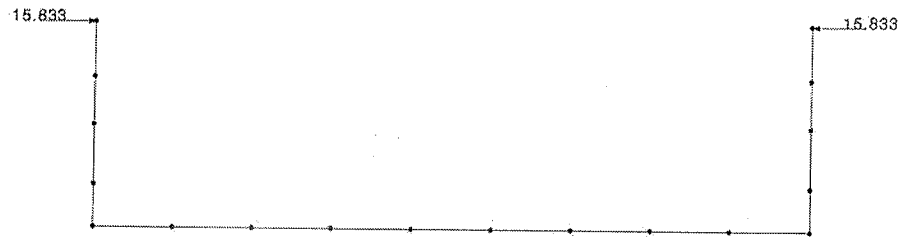
1) CASE1 - 구체자중(SW)



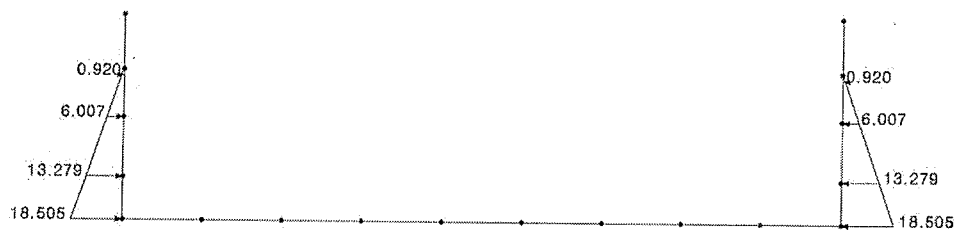
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



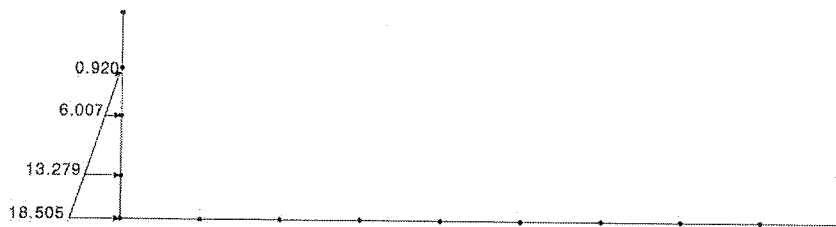
3) CASE3 - 총물하중(CL)



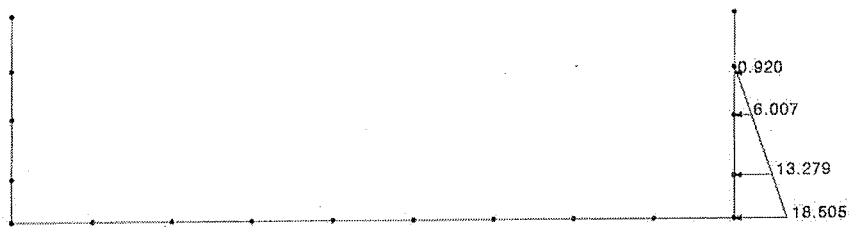
4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



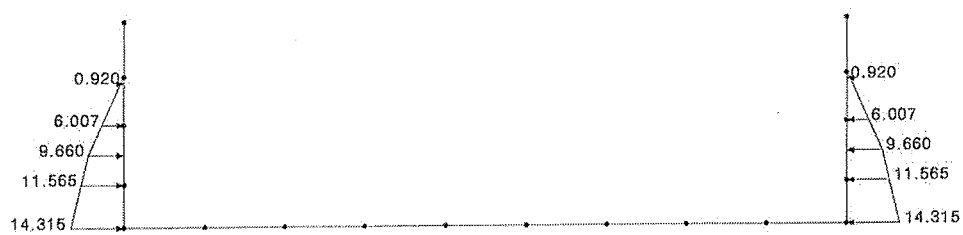
5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



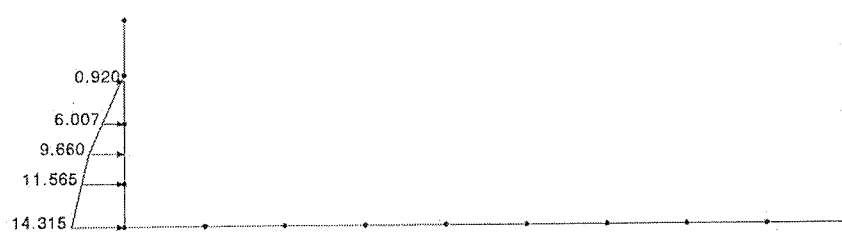
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



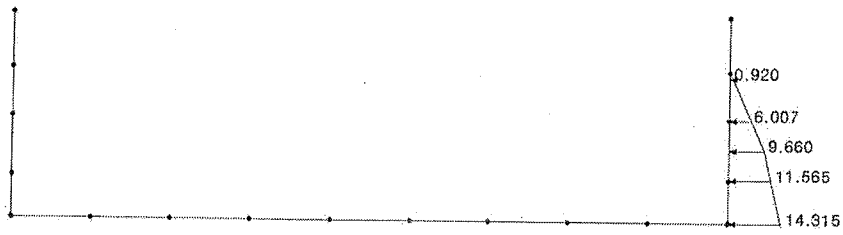
7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



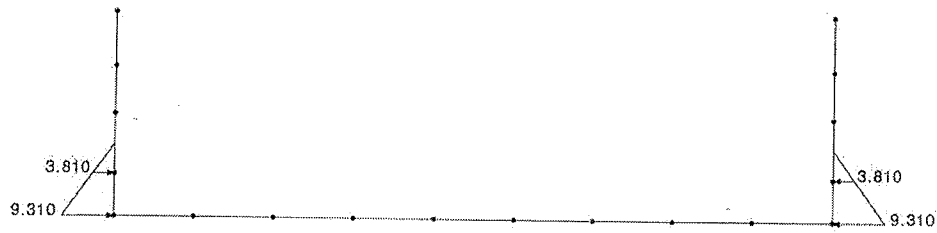
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



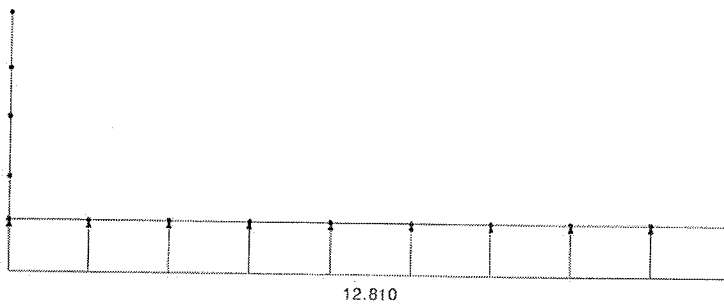
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



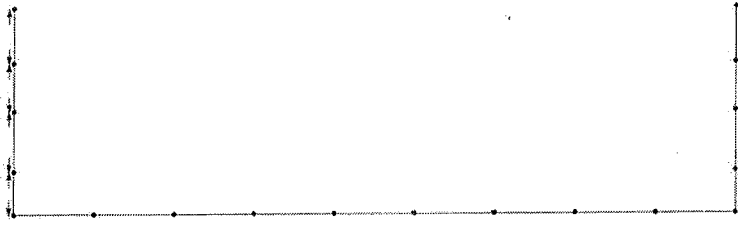
10) CASE10 - 수평수압(WATERH)



11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)

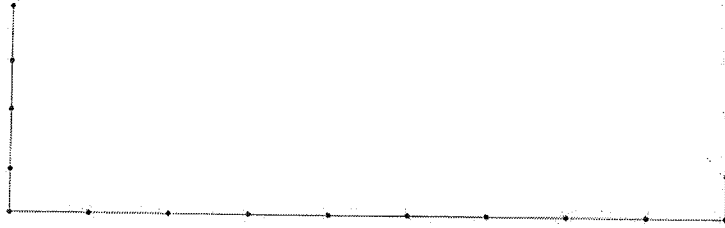


12) CASE12 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

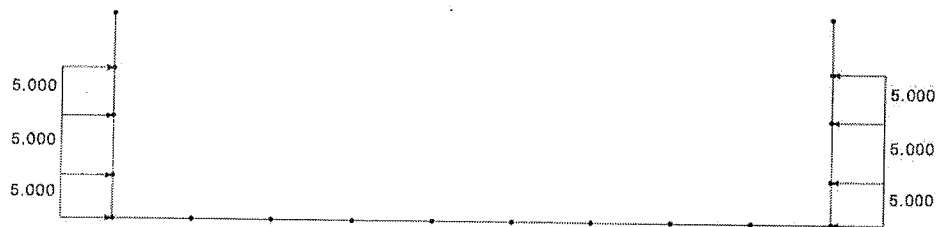


11. 하중 재하 (기능수행)

1) CASE1 - 구체자중(SW)



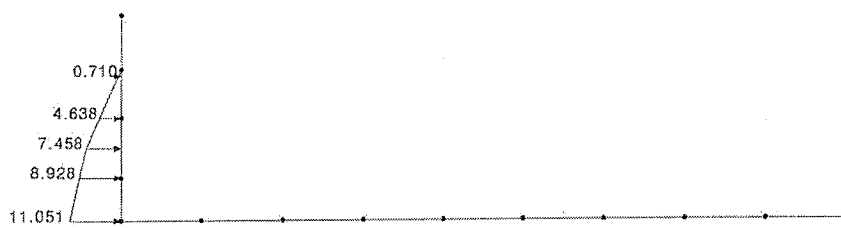
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



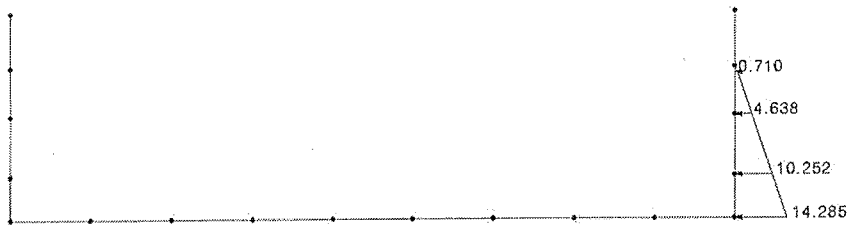
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(S01LLE2)



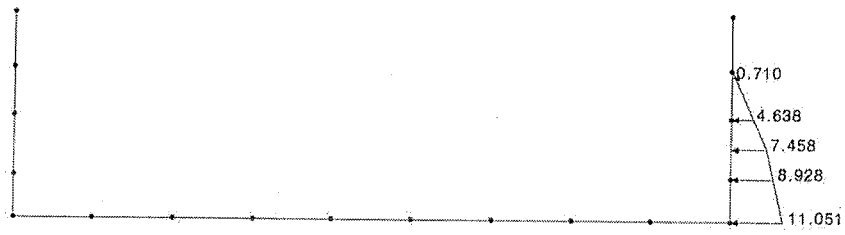
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(S01LLE2)



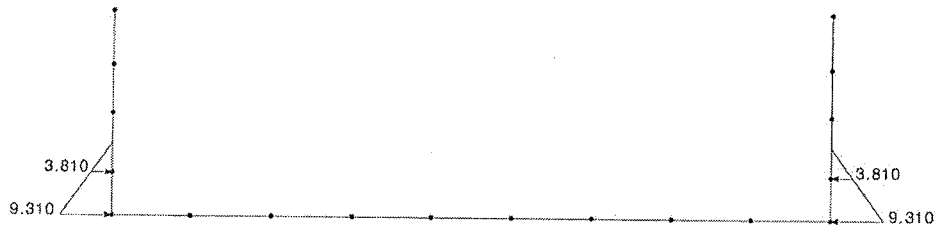
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(S01LRE2)



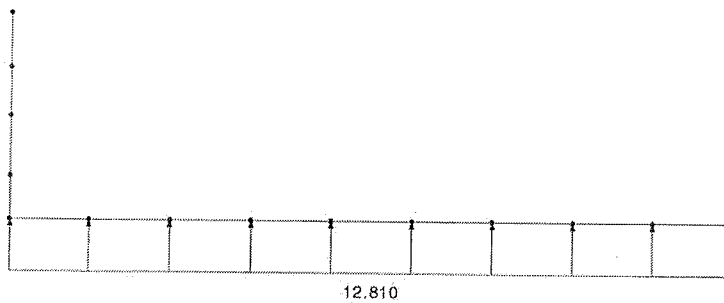
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



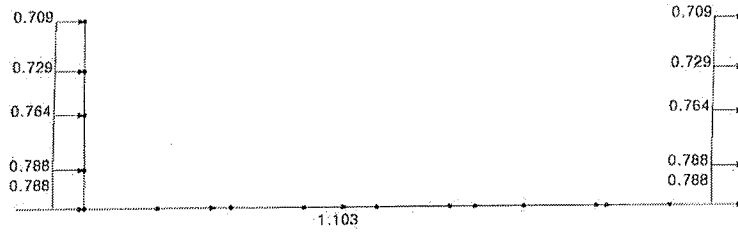
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



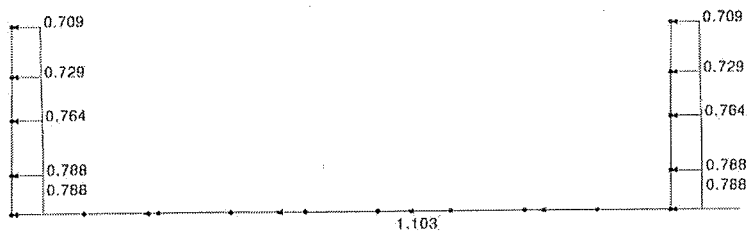
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

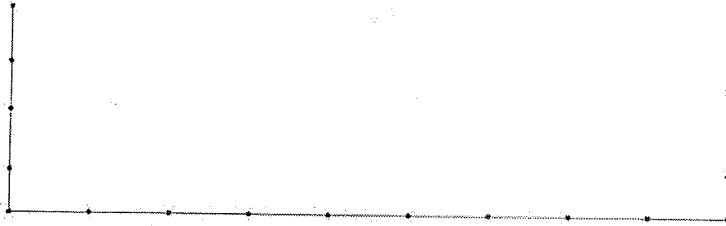


10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

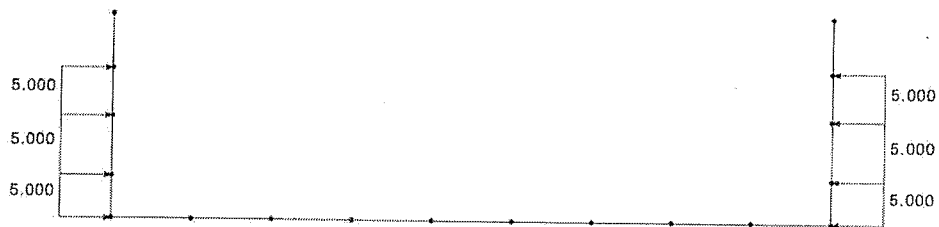


12. 하중 재하 (붕괴방지)

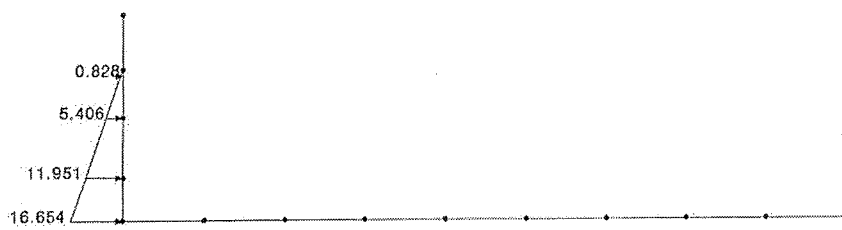
1) CASE1 - 구체자중(SW)



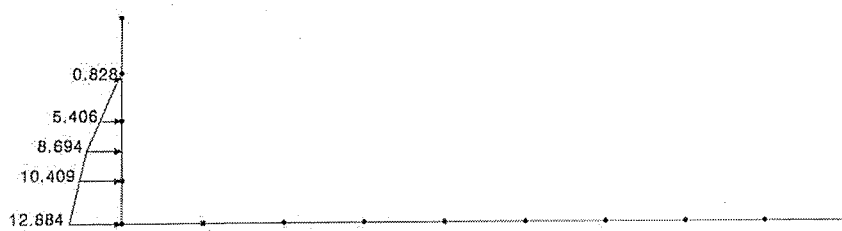
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중 (LIVEAHE)



3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



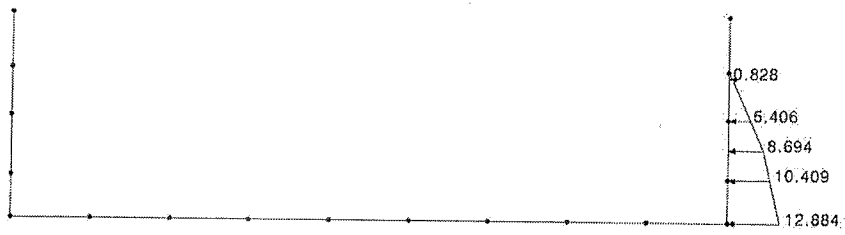
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



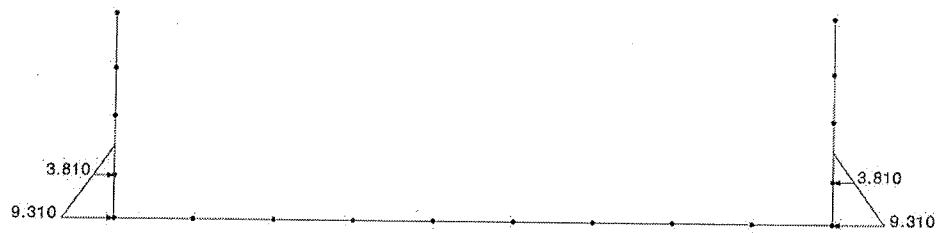
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



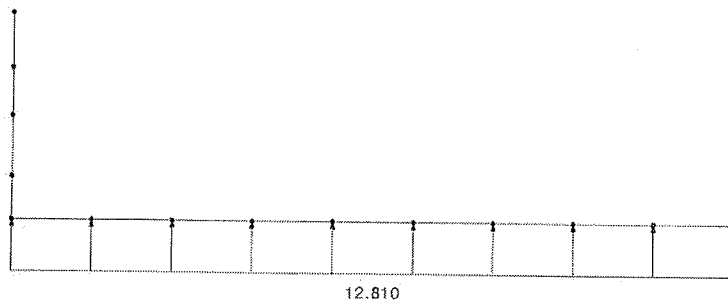
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



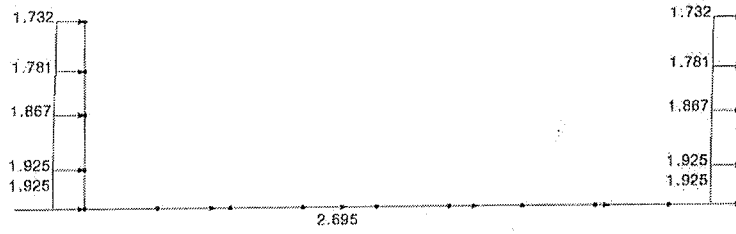
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



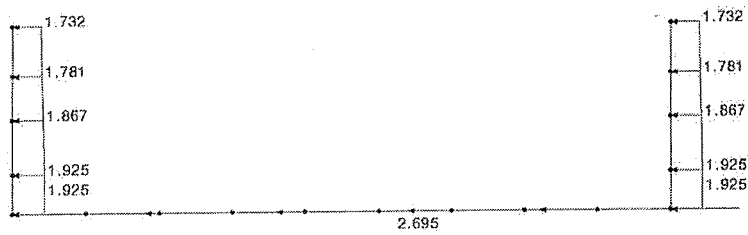
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 H_v 에 대한 보정계수

$h \leq 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.0$

$h > 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.05 - 0.025h (\geq 0.875) = 1.000$, $h = -0.700 \text{ m}$

1) 계수하중

구 분	D	H _v	L	H _h	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	1.200	0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	H _v	L	H _h	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	H _v	L	H _h	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	●

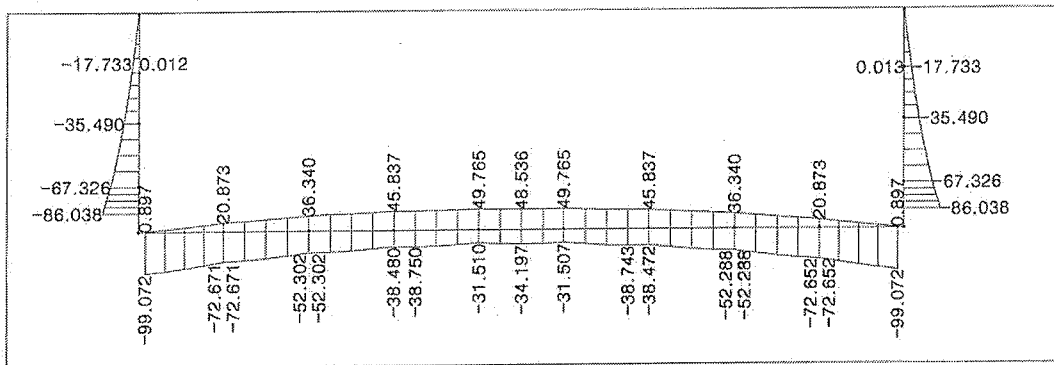
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	H _v	L	H _h	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	●

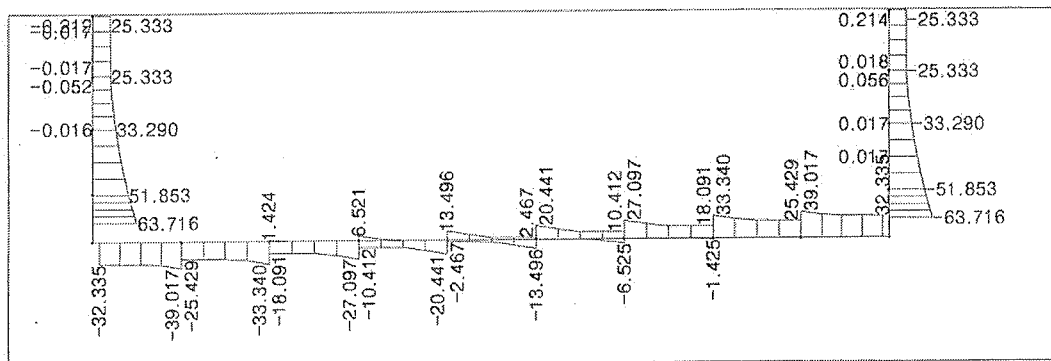
14. 단면력정리

14.1 상시

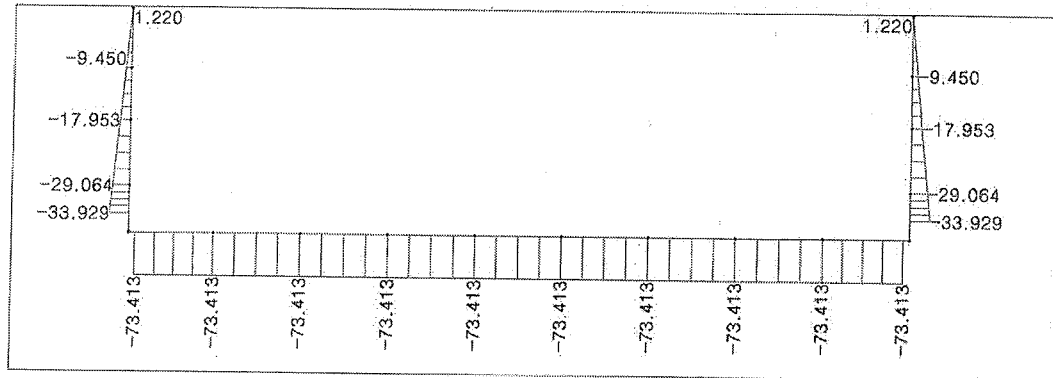
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



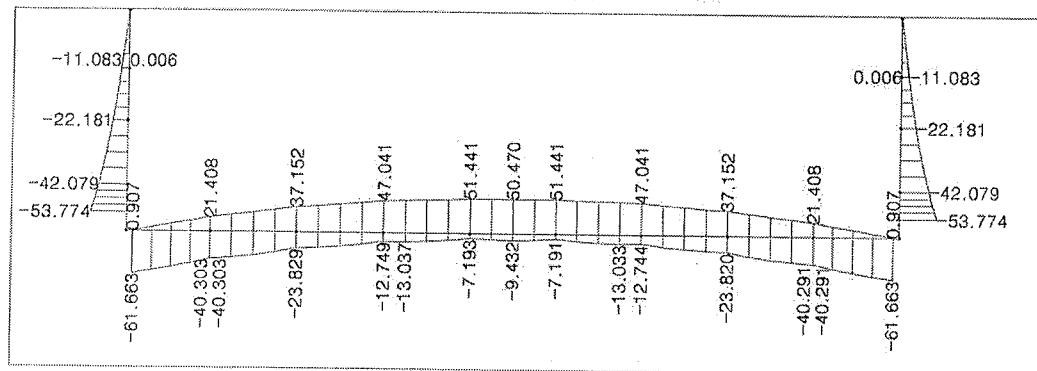
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

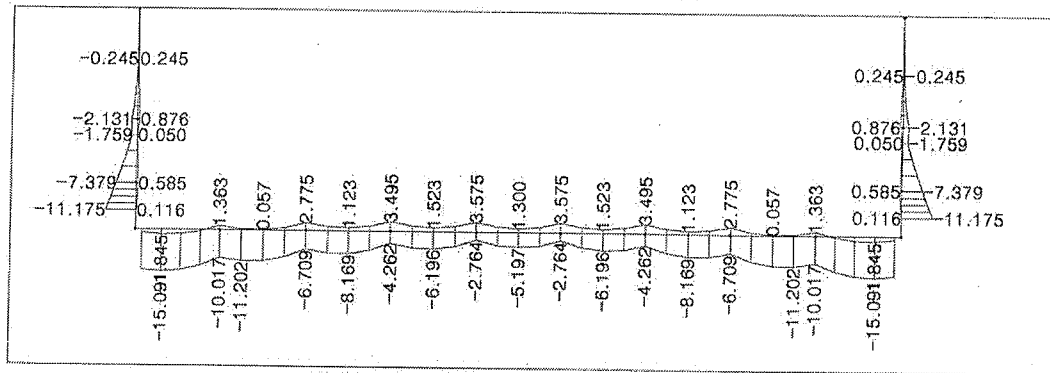


5) 단면력 정리

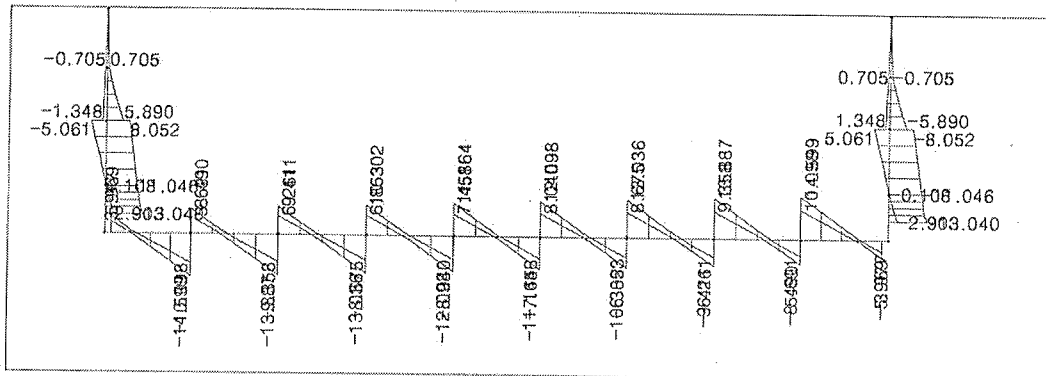
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN				
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	97.64	35.46	74.18	60.77	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	2	49.94	19.98	74.18	51.62	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	3	31.64	19.98	74.18	7.26	1000.00	700.00	
		우측	4	100.58	35.74	74.18	62.61	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	48.92	40.38	23.43	30.58	1000.00	489.26	
		하부	6	84.76	46.71	33.93	52.98	1000.00	500.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	50.46	41.90	23.43	31.54	1000.00	483.03	
		하부	8	87.38	48.26	33.93	54.62	1000.00	500.00	

14.2 지진시(기능수행)

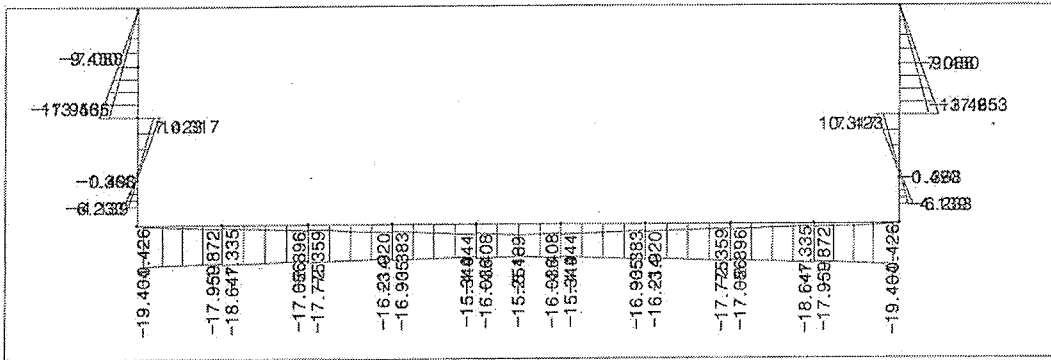
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

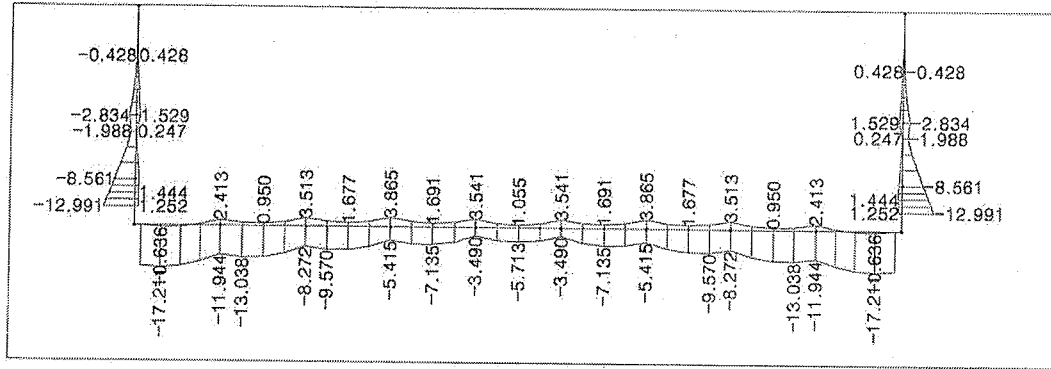


4) 단면력 정리

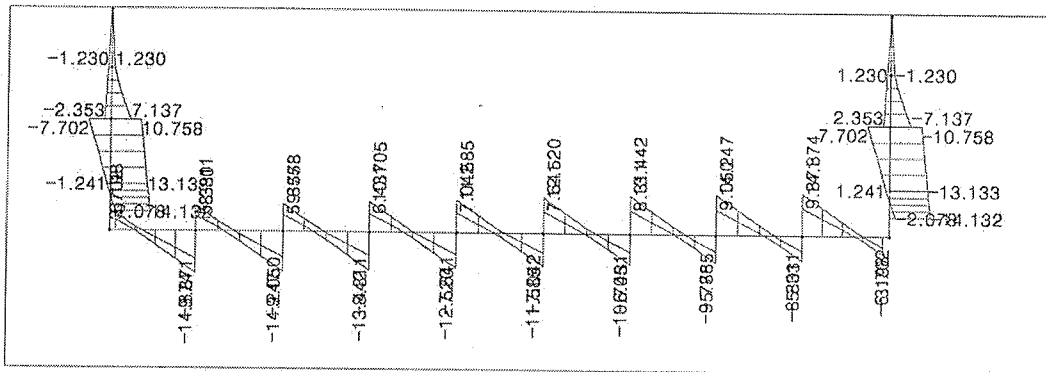
구분	위 치		계수하중			B	H	비고	
			모멘트	전단력	축력				
			kN.m	kN	kN				
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	14.04	11.11	19.41	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	2	3.59	11.94	15.40	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	3	2.85	11.94	15.40	1000.00	700.00	
		우측	4	15.16	11.29	19.54	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	3.11	9.42	4.87	1000.00	489.26	
		하부	6	10.75	10.34	6.17	1000.00	500.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	3.87	9.83	4.82	1000.00	483.03	
		하부	8	11.80	10.76	6.28	1000.00	500.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

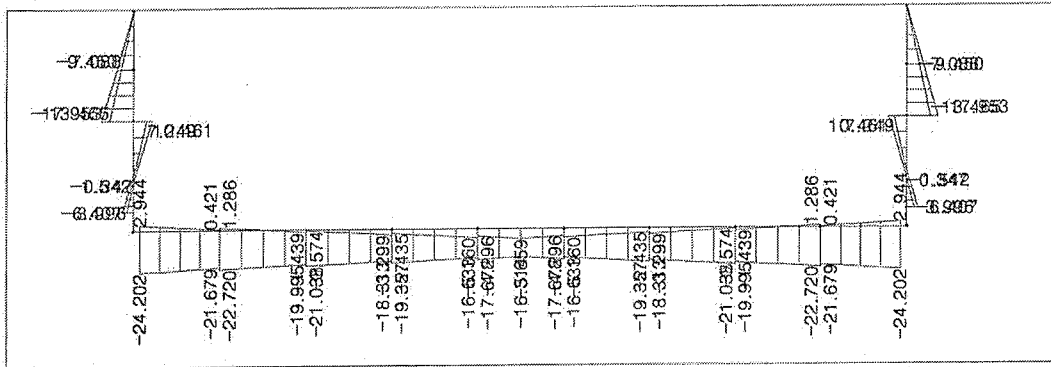
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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				
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	16.23	11.39	24.22	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	2	3.55	12.37	16.69	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	3	3.59	12.37	16.69	1000.00	700.00	
		우측	4	17.36	11.56	24.34	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	3.44	11.82	5.02	1000.00	489.26	
		하부	6	12.58	12.56	6.34	1000.00	500.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	4.19	12.24	4.96	1000.00	483.03	
		하부	8	13.62	12.98	6.45	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	-97.64	-	-16.23	-14.04	-97.64	
		중앙부 (상면)	2	49.94	-	3.55	3.59	49.94	
		중앙부 (하면)	3	-31.64	-	-3.59	-2.85	-31.64	
		우측	4	-100.58	-	-17.36	-15.16	-100.58	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-48.92	-	-3.44	-3.11	-48.92	
		하부	6	-84.76	-	-12.58	-10.75	-84.76	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-50.46	-	-4.19	-3.87	-50.46	
		하부	8	-87.38	-	-13.62	-11.80	-87.38	

2) 전단력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-35.46	-	-11.39	-11.11	-35.46	
		중앙부 (상면)	2	-19.98	-	-12.37	-11.94	-19.98	
		중앙부 (하면)	3	-19.98	-	-12.37	-11.94	-19.98	
		우측	4	35.74	-	11.56	11.29	35.74	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	40.38	-	11.82	9.42	40.38	
		하부	6	46.71	-	12.56	10.34	46.71	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-41.90	-	-12.24	-9.83	-41.90	
		하부	8	-48.26	-	-12.98	-10.76	-48.26	

3) 축력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-74.18	-	-24.22	-19.41	-74.18	
		중앙부 (상면)	2	-74.18	-	-16.69	-15.40	-74.18	
		중앙부 (하면)	3	-74.18	-	-16.69	-15.40	-74.18	
		우측	4	-74.18	-	-24.34	-19.54	-74.18	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-23.43	-	5.02	4.87	-23.43	
		하부	6	-33.93	-	-6.34	-6.17	-33.93	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-23.43	-	4.96	4.82	-23.43	
		하부	8	-33.93	-	-6.45	-6.28	-33.93	

4) 사용모멘트

(kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-60.77	-	-	-	-60.77	
		중앙부 (상면)	2	51.62	-	-	-	51.62	
		중앙부 (하면)	3	-7.26	-	-	-	-7.26	
		우측	4	-62.61	-	-	-	-62.61	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-30.58	-	-	-	-30.58	
		하부	6	-52.98	-	-	-	-52.98	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-31.54	-	-	-	-31.54	
		하부	8	-54.62	-	-	-	-54.62	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦM_n	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm ²		mm ²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	600	97.64	229.89	481.99	H19 - 4.0EA	1146.00	2.35
		좌측(배수구단면)	1	1000	446	81.43	130.92	704.7	H19 - 4.0EA	1146.00	1.61
		중앙부(상면)	2	1000	620	49.94	165.59	237.70	H16 - 4.0EA	794.40	3.32
		중앙부(하면)	2	1000	600	31.64	229.89	155.42	H19 - 4.0EA	1146.00	7.27
		우측	3	1000	600	100.58	229.89	496.63	H19 - 4.0EA	1146.00	2.29
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	389	48.92	147.78	372.77	H19 - 4.0EA	1146.00	3.02
		하부	5	1000	400	84.76	151.96	631.96	H19 - 4.0EA	1146.00	1.79
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	383	50.46	145.35	390.92	H19 - 4.0EA	1146.00	2.88
		하부	7	1000	400	87.38	151.96	651.78	H19 - 4.0EA	1146.00	1.74

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦV_c	V_u	ΦV_n	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비고
				kN	kN	kN	EA	mm ²		mm	mm ²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	389.7	35.5	446.73	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		좌측(배수구단면)	1	224.7	33.9	290.49	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		중앙부	2	402.7	20.0	461.62	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		우측	3	389.7	35.7	446.73	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	252.8	40.4	289.82	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		하부	5	259.8	46.7	297.82	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
우측벽체	1층	중앙부	6	248.8	41.9	285.18	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		하부	7	259.8	48.3	297.82	1.00	-	H13	400	126.70	0.K

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	97.64	35.46

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1146.000 \times 400.00 = 458400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 19.974 \text{ mm, } c = 19.974 / \beta_1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (600.00 - 23.499) / 23.499 = 0.07360$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 481.991 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.378]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00191$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 19.974 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 1146.000 \times 400 \times (600.00 - a/2) = 229.893 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 97.638 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.355]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 600.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 600.00 = 389.711 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 35.459 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	446.0	346.0	100.0	81.4	33.9

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1146.000 \times 400.00 = 458400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 19.974 \text{ mm, } c = 19.974 / \beta_1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (346.00 - 23.499) / 23.499 = 0.04117$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 704.740 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.626]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\text{수축온도철근비} = 0.00200$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times \rho_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00331$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_{s(req)} \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 19.974 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 1146.000 \times 400 \times (346.00 - a/2) = 130.924 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 81.434 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.608]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 346.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 346.00 = 224.734 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 33.932 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면재원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	620.00	80.00	49.94	19.98

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (620.00 - 16.289) / 16.289 = 0.11119$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 237.700 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.342]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00128$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(REQ) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (620.00 - a/2) = 165.590 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 49.940 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 3.316]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 620.00 = 402.702 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 19.983 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	31.64	19.98

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1146.000 \times 400.00 = 458400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 19.974 \text{ mm, } c = 19.974 / \beta_1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (600.00 - 23.499) / 23.499 = 0.07360$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 155.425 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 7.373]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00191$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 19.974 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 1146.000 \times 400 \times (600.00 - a/2) = 229.893 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 31.635 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 7.267]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 600.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 600.00 = 389.711 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 19.983 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	600.00	100.00	100.58	35.74

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1146.000 \times 400.00 = 458400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 19.974 \text{ mm, } c = 19.974 / \beta_1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (600.00 - 23.499) / 23.499 = 0.07360$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 496.634 \text{ mm}^2$$

$$* \text{ 사용철근량} = 1146.0 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률} = 2.308]$$

$$1\text{단} : H19 - 4.0 \text{ EA } (= 1146.0 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00191$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 19.974 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 1146.000 \times 400 \times (600.00 - a/2) = 229.893 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 100.582 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 2.286]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 600.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 600.00 = 389.711 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 35.743 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	489.26	389.26	100.00	48.92	40.38

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1146.000 \times 400.00 = 458400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 19.974 \text{ mm, } c = 19.974 / \beta_1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (389.26 - 23.499) / 23.499 = 0.04670$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 372.767 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.074]
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00294$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 19.974 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 1146.000 \times 400 \times (389.26 - a/2) = 147.778 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 48.923 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 3.021]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 389.26 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 389.26 = 252.829 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 40.377 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	400.00	100.00	84.76	46.71

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1146.000 \times 400.00 = 458400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 19.974 \text{ mm, } c = 19.974 / \beta_1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (400.00 - 23.499) / 23.499 = 0.04807$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0 \quad A_s = 631.960 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.813]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \quad , \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00287$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(REQ) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 19.974 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 1146.000 \times 400 \times (400.00 - a/2) = 151.965 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 84.763 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.793]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 400.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 400.00 = 259.808 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 46.708 \text{ kN}) \quad , \quad \text{전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	483.03	383.03	100.00	50.46	41.90

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1146.000 \times 400.00 = 458400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 19.974 \text{ mm, } c = 19.974 / \beta_1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (383.03 - 23.499) / 23.499 = 0.04590$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad (1)$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad (2)$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 390.918 \text{ mm}^2$$

$$* \text{ 사용철근량} = 1146.0 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : } 100.0 \text{ mm)}, [\text{사용률} = 2.932]$$

$$1\text{단 : H19 - 4.0 EA (= } 1146.0 \text{ mm}^2 \text{)}$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00299$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 19.974 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 1146.000 \times 400 \times (383.03 - a/2) = 145.352 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 50.456 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 2.881]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 383.03 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 383.03 = 248.784 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 41.901 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	400.00	100.00	87.38	48.26

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1146.000 \times 400.00 = 458400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 19.974 \text{ mm, } c = 19.974 / \beta_1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (400.00 - 23.499) / 23.499 = 0.04807$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 651.780 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.758]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00287$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(req) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 19.974 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 1146.000 \times 400 \times (400.00 - a/2) = 151.965 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 87.383 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.739]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 400.00 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 400.00 = 259.808 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 48.259 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 700 \times 0.0020 = 1400.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1400.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 700 \times 1000 = 1050.0 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800) \\ \therefore 1050.0 \text{ mm}^2 &\leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 하부슬래브 : 1경간(좌측)-배수구단면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 446 \times 0.0020 = 892.0 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 892.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 446 \times 1000 = 669.00 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800) \\ \therefore 669.00 \text{ mm}^2 &\leq 1986.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 하부슬래브 : 중앙부_상면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 700 \times 0.0020 = 1400.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1400.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 700 \times 1000 = 1050.0 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800) \\ \therefore 1050.0 \text{ mm}^2 &\leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 하부슬래브 : 중앙부_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 700 \times 0.0020 = 1400.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1400.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 700 \times 1000 = 1050.0 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800) \\ \therefore 1050.0 \text{ mm}^2 &\leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

5) 하부슬래브 : 1경간(우측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 700 \times 0.0020 = 1400.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1400.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 700 \times 1000 = 1050.0 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800) \\ \therefore 1050.0 \text{ mm}^2 &\leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

6) 좌측벽체 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 486 \times 0.0020 = 972.28 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 10\text{EA} = 1267.000 \text{ mm}^2 \geq 972.285 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 486 \times 1000 = 729.2 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 729.2 \text{ mm}^2 &\leq 1267.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

7) 좌측벽체 : 하부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 500 \times 0.0020 = 1000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 10\text{EA} = 1267.000 \text{ mm}^2 \geq 1000.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 500 \times 1000 = 750.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 750.0 \text{ mm}^2 &\leq 1267.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

8) 우측벽체 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 486 \times 0.0020 = 972.28 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 10\text{EA} = 1267.000 \text{ mm}^2 \geq 972.285 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 486 \times 1000 = 729.2 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 729.2 \text{ mm}^2 &\leq 1267.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

9) 우측벽체 : 하부

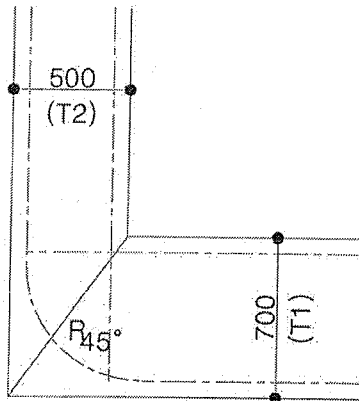
$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 500 \times 0.0020 = 1000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 10\text{EA} = 1267.000 \text{ mm}^2 \geq 1000.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 500 \times 1000 = 750.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 750.0 \text{ mm}^2 &\leq 1267.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 61.663 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 61.663 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T_1^2 + T_2^2)} = 860.233 \text{ mm}$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 61.66 \times 10^6}{860.233^2 \times 1000} = 0.417 \text{ MPa} < 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm^2

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

$$= -7 \times 0.0012813 + \sqrt{(2 \times 0.0090 + (0.0090)^2)} = 0.125$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.125 / 3 = 0.958$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 907442.000 / (794.400 \times 620.000 \times 0.958) = 1.923 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 } Th1 = f_s \times A_s = 1.923 \times 794.400 = 1527.392 \text{ N}$$

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm^2

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

$$= -7 \times 0.0018914 + \sqrt{(2 \times 0.0132 + (0.0132)^2)} = 0.150$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.150 / 3 = 0.950$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 907442.000 / (794.400 \times 420.000 \times 0.950) = 2.863 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 } Th2 = f_s \times A_s = 2.863 \times 794.400 = 2274.310 \text{ N}$$

- 보강철근량 산정

$$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = f_{sa} \times A_{sT} \quad \therefore \text{대각선 방향의 인장력}$$

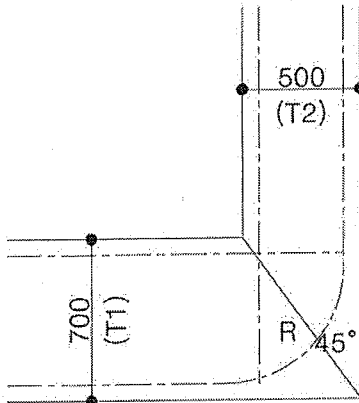
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$$A_s = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / f_{sa} = \sqrt{(1527.392^2 + 2274.310^2)} / 180.0$$

$$A_s = 15.220 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 : H16 @ 1000, 2EA} = 397.200 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 61.663 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 61.663 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 860.233 \text{ mm}$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 61.66 \times 10^6}{860.233^2 \times 1000} = 0.417 \text{ MPa} < 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm²

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

$$= -7 \times 0.0012813 + \sqrt{(2 \times 0.0090 + (0.0090)^2)} = 0.125$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.125 / 3 = 0.958$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 907442.000 / (794.400 \times 620.000 \times 0.958)$$

$$= 1.923 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 Th1} = f_s \times A_s = 1.923 \times 794.400 = 1527.392 \text{ N}$$

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm²

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

$$= -7 \times 0.0018914 + \sqrt{(2 \times 0.0132 + (0.0132)^2)} = 0.150$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.150 / 3 = 0.950$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 907442.000 / (794.400 \times 420.000 \times 0.950)$$

$$= 2.863 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 Th2} = f_s \times A_s = 2.863 \times 794.400 = 2274.310 \text{ N}$$

- 보강철근량 산정

$$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = f_{sa} \times A_s T \quad : \text{대각선 방향의 인장력}$$

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$$A_s = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / f_{sa} = \sqrt{(1527.392^2 + 2274.310^2)} / 180.0$$

$$A_s = 15.220 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} : H16 @ 1000, 2EA = 397.200 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

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	1 경간	좌측	1	600	H19 - 4.0EA	250	620.088	0.K	2.480
		좌측(배수 구단면)	1	446	H19 - 4.0EA	250	389.100	0.K	1.556
		중앙부 (상면)	2	620	H16 - 4.0EA	250	539.953	0.K	2.160
		중앙부 (하면)	2	600	H19 - 4.0EA	250	5670.651	0.K	22.683
		우측	3	600	H19 - 4.0EA	250	595.208	0.K	2.381
좌측벽체	1 층	중앙부	4	389	H19 - 4.0EA	250	852.383	0.K	3.410
		하부	5	400	H19 - 4.0EA	250	413.997	0.K	1.656
우측벽체	1 층	중앙부	6	383	H19 - 4.0EA	250	802.381	0.K	3.210
		하부	7	400	H19 - 4.0EA	250	394.799	0.K	1.579

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 60.766 \times 1000000 / [1146.000 \times (600.000 - 90.420/3)]$$

$$= 93.048 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 1146.000/1000.0 + 7 \times 1146.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 600.0)/(7 \times 1146.000)]}$$

$$= 90.420 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1146.0 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100.0 mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H19} - 4.0 \text{ EA} (= 1146.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 19/2 = 90.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 93.05) - 2.5 \times 90.50 = 620.09 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 93.05) = 677.07 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 620.09 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 620.09 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

2) 하부슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 47.472 \times 1000000 / [1146.000 \times (346.000 - 66.915/3)]$$

$$= 127.973 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 1146.000 / 1000.0 + 7 \times 1146.000 / 1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 346.0 / (7 \times 1146.000))]}$$

$$= 66.915 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1146.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H19} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 1146.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 19/2 = 90.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 127.97) - 2.5 \times 90.50 = 389.12 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 127.97) = 492.29 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 389.12 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 389.12 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 51.624 \times 1000000 / [794.400 \times (620.000 - 77.664/3)]$$

$$= 109.382 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 794.400 / 1000.0 + 7 \times 794.400 / 1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 620.0 / (7 \times 794.400))]}$$

$$= 77.664 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 16/2 = 72.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 109.38) - 2.5 \times 72.00 = 539.95 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 109.38) = 575.96 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 539.95 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 539.95 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 하부슬래브 중앙부_하면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 7.255 \times 1000000 / [1146.000 \times (600.000 - 90.420/3)] \\ = 11.110 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 1146.000/1000.0 + 7 \times 1146.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 600.0)/(7 \times 1146.000)]} \\ = 90.420 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1146.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 100.0 \text{ mm}) \\ \text{1단 : H19 - 4.0 EA } (= 1146.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 19/2 = 90.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 11.11) - 2.5 \times 90.50 = 6862.06 \text{ mm} \\ 300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 11.11) = 5670.65 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 5670.65 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 5670.65 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 62.606 \times 1000000 / [1146.000 \times (600.000 - 90.420/3)] \\ = 95.866 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 1146.000/1000.0 + 7 \times 1146.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 600.0)/(7 \times 1146.000)]} \\ = 90.420 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1146.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 100.0 \text{ mm}) \\ \text{1단 : H19 - 4.0 EA } (= 1146.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 19/2 = 90.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 95.87) - 2.5 \times 90.50 = 595.21 \text{ mm} \\ 300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 95.87) = 657.17 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 595.21 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 595.21 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

6) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 30.577 \times 1000000 / [1146.000 \times (389.256 - 71.411/3)] \\ = 73.009 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 1146.000/1000.0 + 7 \times 1146.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 389.3)/(7 \times 1146.000)]} \\ = 71.411 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1146.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H19} - 4.0 \text{ EA} (= 1146.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 19/2 = 90.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 73.01) - 2.5 \times 90.50 = 852.38 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 73.01) = 862.91 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 852.38 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 852.38 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 52.977 \times 1000000 / [1146.000 \times (400.000 - 72.489/3)] \\ = 122.999 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 1146.000/1000.0 + 7 \times 1146.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 400.0)/(7 \times 1146.000)]} \\ = 72.489 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1146.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H19} - 4.0 \text{ EA} (= 1146.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 19/2 = 90.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 123.00) - 2.5 \times 90.50 = 414.00 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 123.00) = 512.20 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 414.00 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 414.00 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8) 우측벽체 종양부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 31.535 \times 1000000 / [1146.000 \times (383.029 - 70.779/3)] \\ = 76.558 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 1146.000/1000.0 + 7 \times 1146.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 383.0)/(7 \times 1146.000)]} \\ = 70.779 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1146.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 100.0 \text{ mm}) \\ \text{1단 : H19 - 4.0 EA (= } 1146.0 \text{ mm}^2 \text{)}$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 19/2 = 90.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 76.56) - 2.5 \times 90.50 = 802.38 \text{ mm} \\ 300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 76.56) = 822.90 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 802.38 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 802.38 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9) 우측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 54.615 \times 1000000 / [1146.000 \times (400.000 - 72.489/3)] \\ = 126.802 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 1146.000/1000.0 + 7 \times 1146.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 400.0)/(7 \times 1146.000)]} \\ = 72.489 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1146.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 100.0 \text{ mm}) \\ \text{1단 : H19 - 4.0 EA (= } 1146.0 \text{ mm}^2 \text{)}$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 19/2 = 90.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 126.80) - 2.5 \times 90.50 = 394.80 \text{ mm} \\ 300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 126.80) = 496.84 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 394.80 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 394.80 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

19. 기초 지지력 검토

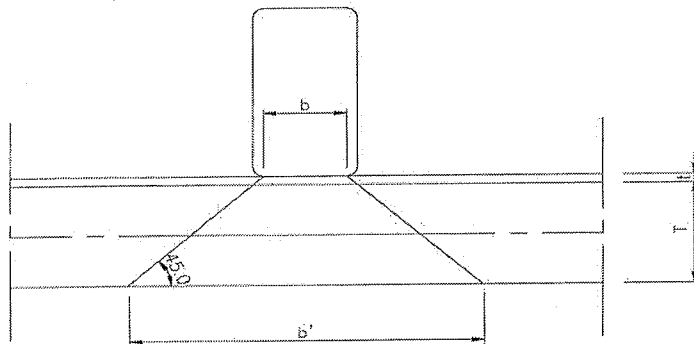
(1) 하중산정

1) 고정하중

$$\begin{aligned} - \text{구체자중} &= 221.549 / 9.600 = 23.078 \text{ kN/m}^2 \\ - \text{암거아스콘포장} &= 0.08 \times 23.00 = 1.840 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2) 활하중

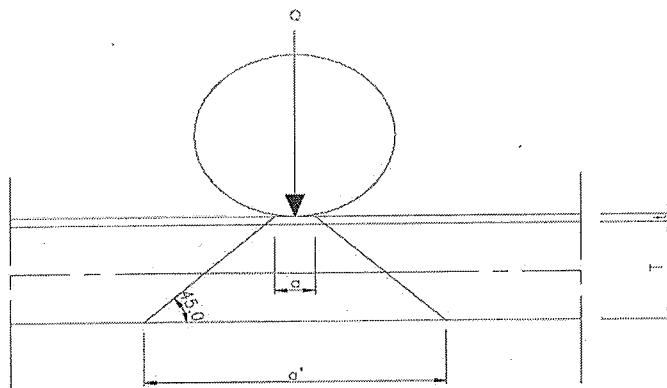
- 암거 내부 활하중



$t = 80 \text{ mm}$ (암거내부 포장두께)

$T = 700 \text{ mm}$ (하부 슬래브 두께)

$$\begin{aligned} b' &= 0.500 + 2 \times (0.700 + 0.080) \times \cot 45^\circ \\ &= 2.060 \text{ m} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} a' &= 0.200 + 2 \times (0.700 + 0.080) \times \cot 45^\circ \\ &= 1.760 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Q_z = 96.0 / (2.060 \times 1.760) = 26.478 \text{ kN/m}^2$$

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= 23.08 + 1.84 + 26.48 \\ &= 51.396 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2) 지반의 허용연직지지력

$$Q_a = 394.40 \text{ kN/m}^2 \geq Q_{\max} = 51.40 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	: 9.600 × 0.700 × 25.000	= 168.000 kN/m
- 벽체	: 0.450 × 2.321 × 25.000 × 2	= 52.223 kN/m
	: 0.050 × 1.621 × 25.000 / 2 × 2	= 2.026 kN/m
- 현치	: 0.200 × 2 × 25.000	= 10.000 kN/m
- 포장	: 7.400 × 0.080 × 23.000	= 13.616 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 × 0.621 × 10.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 수직수압	: 0.000 × 0.621 × 10.000 × 2	= 0.000 kN/m
$\therefore \Sigma$		= 245.865 kN/m

(2) 측면마찰력

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

※ 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

$$\begin{aligned} F1 &= K_u \times \gamma_t \times D1^2 \times \tan \delta \\ &= 1.000 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(0 \times 2/3) \\ &= 0.000 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F2 &= K_u \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma_t + D2^2 \times \gamma_{sub}) \times \tan \delta \\ &= 1.000 \times (2 \times 1.000 \times 0.621 \times 19.000 + 0.621^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3) \\ &= 0.000 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Sigma = 0.000 + 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 245.865 + 0.000 = 245.865 \text{ kN/m}$$

2) 부력

$$\begin{aligned} U &= B \times h_s \times \gamma_w \quad (\text{여기서, } h_s = \text{지하수위 심도}) \\ &= 9.600 \times 1.321 \times 10.000 \\ &= 126.816 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) 안정검토

$$\begin{aligned} F_s &= R / U \\ &= 245.865 / 126.816 \\ &= 1.939 > 1.05 \quad \therefore \text{OK} \rightarrow \text{부력안전성 확보} \end{aligned}$$

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -12.8 m (보령주상도 NBB-7 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	: 9.600 × 0.700 × 25.000	= 168.000 kN/m
- 벽체	: 0.450 × 2.321 × 25.000 × 2	= 52.223 kN/m
	: 0.050 × 1.621 × 25.000 / 2 × 2	= 2.026 kN/m
- 현치	: 0.200 × 2 × 25.000	= 10.000 kN/m
- 포장	: 7.400 × 0.080 × 23.000	= 13.616 kN/m
- 전단키	: 0.000 × 0.000 × 25.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 토사(수위 이상)	: 0.000 × 12.800 × 19.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 토사(수위 이하)	: 0.000 × -11.179 × 10.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 수직수압	: 0.000 × -11.179 × 10.000 × 2	= 0.000 kN/m
∴ Σ		= 245.865 kN/m

(2) 측면마찰력

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

※ 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

$$\begin{aligned} F1 &= K_u \times \gamma_t \times D1^2 \times \tan \delta \\ &= 1.000 \times 19.000 \times 12.800^2 \times \tan(0 \times 2/3) \\ &= 0.000 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F2 &= K_u \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma_t + D2^2 \times \gamma_{sub}) \times \tan \delta \\ &= 1.000 \times (2 \times 12.800 \times -11.179 \times 19.000 + -11.179^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3) \\ &= 0.000 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Sigma = 0.000 + 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 245.865 + 0.000 = 245.865 \text{ kN/m}$$

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

■ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 $F_s = 1.1$ (R/B)

일반적으로 굴착지면의 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

$$H = \frac{168.000}{9.600 \times 10.000 \times 1.100} = 1.591 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.591 m 이하유지

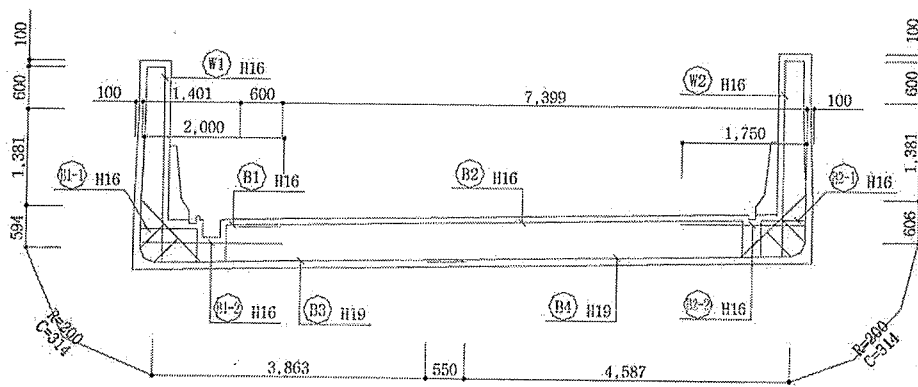
- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{232.249}{9.600 \times 10.000 \times 1.100} = 2.199 \text{ m}$$

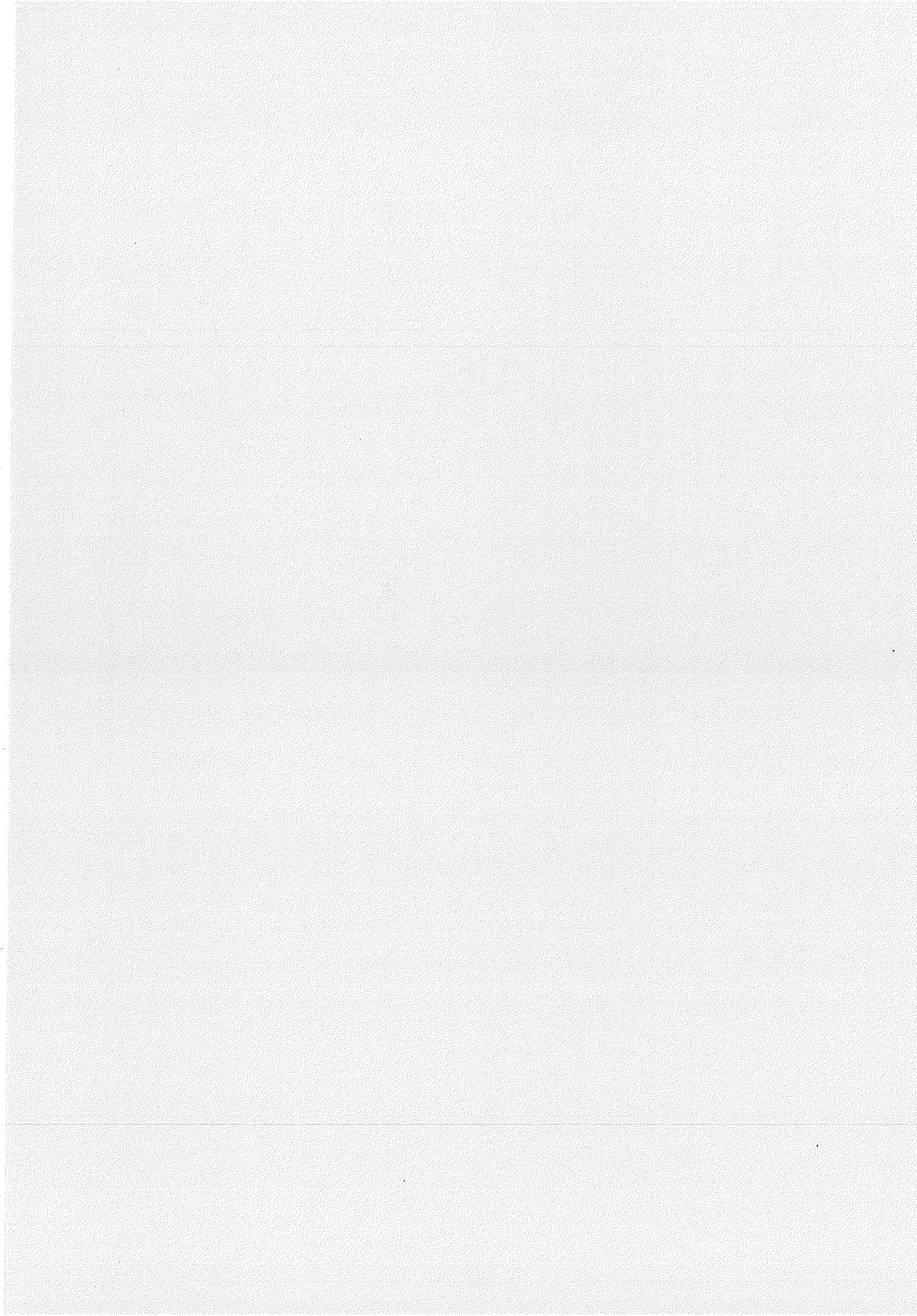
∴ 구조물 저면으로 부터 2.199 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



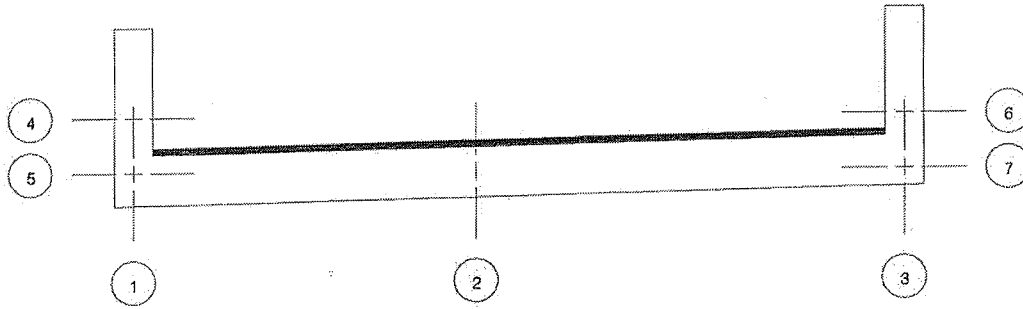
U6



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 형 설계

구분	부재 위치		b	d	Mu	ϕM_n	req'd As	BAR	use'd As	S.F
			mm	mm	kN.m	kN.m	mm ²		mm ²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	54.82	133.18	324.30	H16 - 4.0EA	794.40	2.43
		좌측(배수구단면)	1	1000	44.52	64.57	542.7	H16 - 4.0EA	794.40	1.45
		중앙부(상면)	2	1000	36.20	138.58	205.44	H16 - 4.0EA	794.40	3.83
		중앙부(하면)	2	1000	11.20	133.18	65.97	H16 - 4.0EA	794.40	11.89
		우측	3	1000	54.82	133.18	324.30	H16 - 4.0EA	794.40	2.43
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	30.80	92.66	260.53	H16 - 4.0EA	794.40	3.01
		하부	5	1000	47.48	92.66	403.04	H16 - 4.0EA	794.40	1.95
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	30.80	92.66	260.53	H16 - 4.0EA	794.40	3.01
		하부	7	1000	47.48	92.66	403.04	H16 - 4.0EA	794.40	1.95

■ 수평철근 검토

구분		부재 위치		단면적비			0.0015hs		
				필요철근 량	사용철근 량	비고	필요철근 량	사용철근 량	비고
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1200.0	1267.0	0.K	900.0	1267.0	0.K
		좌측 (배수구단면)	1	692.0	1267.0	0.K	519.0	1267.0	0.K
		중앙부 (상면)	2	1200.0	1267.0	0.K	900.0	1267.0	0.K
		중앙부 (하면)	2	1200.0	1267.0	0.K	900.0	1267.0	0.K
		우측	3	1200.0	1267.0	0.K	900.0	1267.0	0.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	900.0	950.3	0.K	675.0	950.3	0.K
		하부	5	900.0	950.3	0.K	675.0	950.3	0.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	900.0	950.3	0.K	675.0	950.3	0.K
		하부	7	900.0	950.3	0.K	675.0	950.3	0.K

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp B U type (내공 : 8.6M × 1.525M, 사각 : 90°)

2) 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

3) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (f_{ck}) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (E_c) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (f_y) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (E_s) = 200000 MPa

4) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

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

5) 지진계수

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

6) 노면활하중 (DB-24 적용)

7) 토 사

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

8) 설계방법

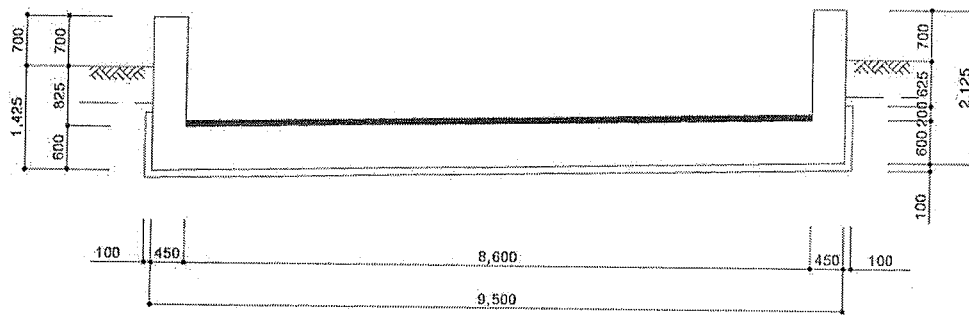
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

9) 사용프로그램 : SAP2000

10) 참고문헌

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

3. 단면 가정



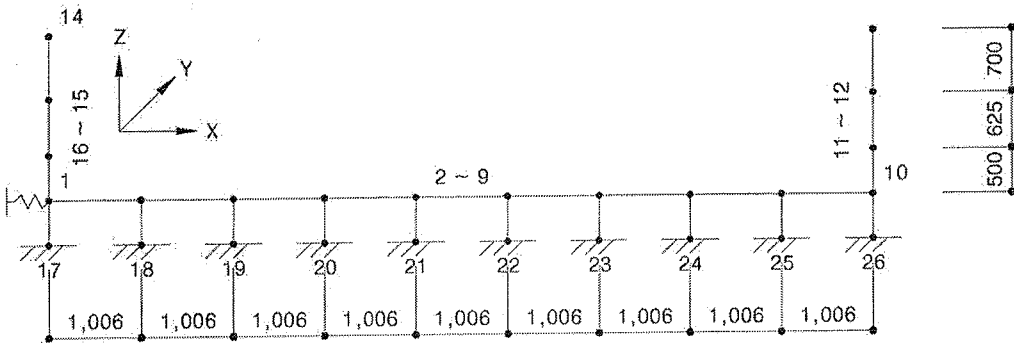
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

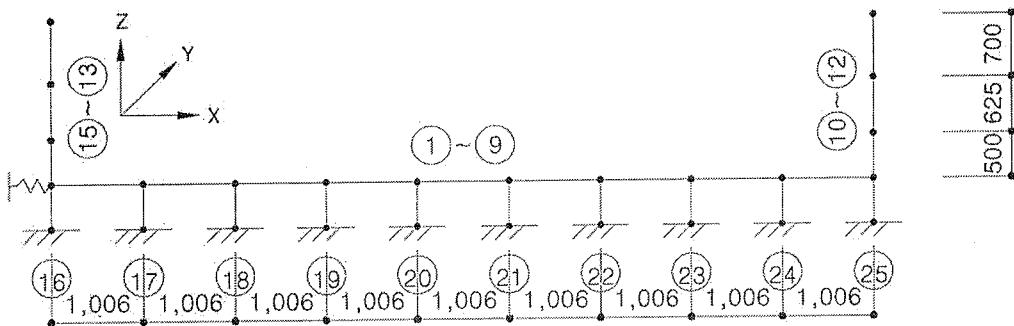
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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

① 절점삼도



② 부재삼도



2) 단면제원

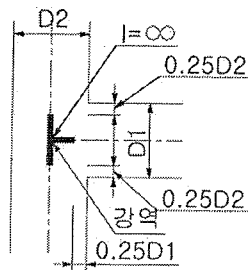
NO	A (m ²)		I (m ⁴)	부 재
1	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	1~9
2	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	10~15

3) 단면좌표

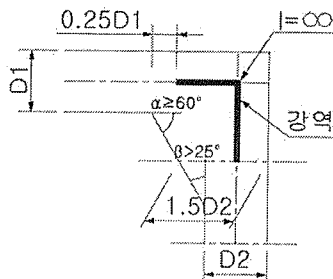
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	14	0.000	2.325
2	1.006	0.500	15	0.000	1.625
3	2.011	0.500	16	0.000	1.000
4	3.017	0.500	17	0.000	0.000
5	4.022	0.500	18	1.006	0.000
6	5.028	0.500	19	2.011	0.000
7	6.033	0.500	20	3.017	0.000
8	7.039	0.500	21	4.022	0.000
9	8.044	0.500	22	5.028	0.000
10	9.050	0.500	23	6.033	0.000
11	9.050	1.000	24	7.039	0.000
12	9.050	1.625	25	8.044	0.000
13	9.050	2.325	26	9.050	0.000

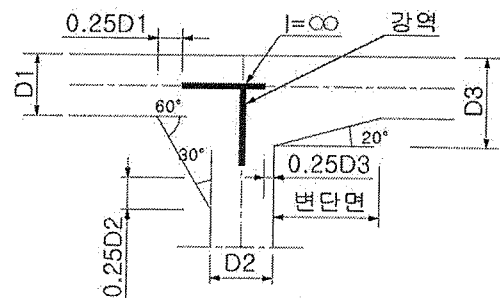
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 1 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 450 / 2 - 0.25 \times 600 = 75 \text{ mm}$$

(2) 1 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 600 / 2 - 0.25 \times 450 = 188 \text{ mm}$$

(3) 10 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 450 / 2 - 0.25 \times 600 = 75 \text{ mm}$$

(4) 10 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 600 / 2 - 0.25 \times 450 = 188 \text{ mm}$$

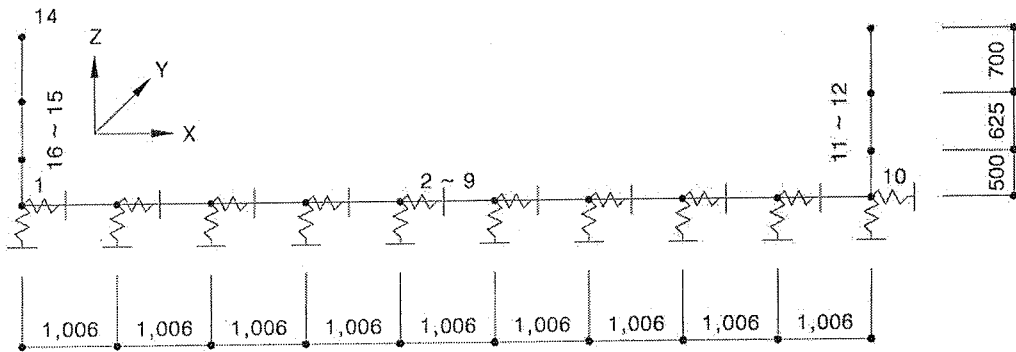
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

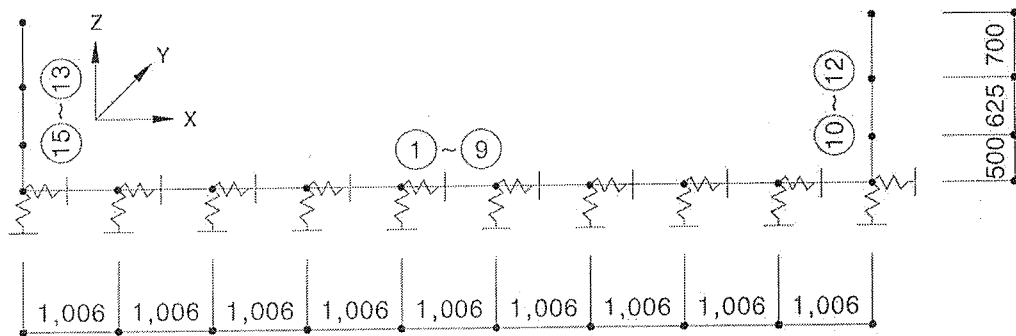
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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

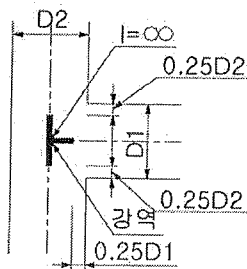
NO	A (m ²)		I (m ⁴)	부 재
1	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	1~9
2	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	10~15

3) 단면좌표

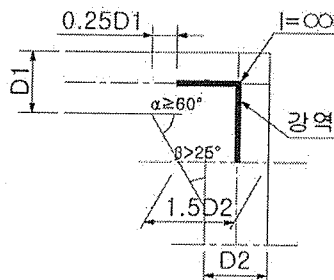
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	9	8.044	0.000
2	1.006	0.000	10	9.050	0.000
3	2.011	0.000	11	9.050	0.500
4	3.017	0.000	12	9.050	1.125
5	4.022	0.000	13	9.050	1.825
6	5.028	0.000	14	0.000	1.825
7	6.033	0.000	15	0.000	1.125
8	7.039	0.000	16	0.000	0.500

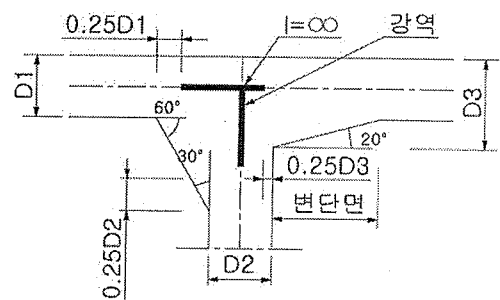
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 1 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 450 / 2 - 0.25 \times 600 = 75 \text{ mm}$$

(2) 1 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 600 / 2 - 0.25 \times 450 = 188 \text{ mm}$$

(3) 10 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 450 / 2 - 0.25 \times 600 = 75 \text{ mm}$$

(4) 10 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 600 / 2 - 0.25 \times 450 = 188 \text{ mm}$$

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 = E_0 의 산정방법에 대한 보정계수

E_0 = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (K_v)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

E_0 : 지반탄성계수 (kN/m^2)

$$\alpha = 1$$

$$E_0 = 9000.00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{지반보고서 참조})$$

$$B_v = \sqrt{B \times B} = \sqrt{9.500 \times 9.500} = 9.50 \text{ m } (L > B)$$

$$K_{v0} = 1 / 0.3 \times 1 \times 9000 = 30000.00 \text{ kN/m}^3$$

$$K_v = 30000.000 \times (9.500 / 0.3)^{-3/4} = 2247.34 \text{ kN/m}^3$$

지반 반력계수	계 산 식	해당 절정
Kv1	$K_v \times (0.450/2 + 1.006/2) = 1636 \text{ kN/m}$	1, 10
Kv2	$K_v \times (1.006/2 + 1.006/2) = 2260 \text{ kN/m}$	2~9
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 $K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-1}$

$\alpha = E_0$ 의 산정방법에 대한 보정계수

E_0 = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (K_v)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

E_0 : 지반탄성계수 (kN/m^2)

$$\alpha = 2$$

$$E_0 = 9000.00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{지반보고서 참조})$$

(1) 하부슬래브 : 제1토층, 매립토

① 연직방향 지반반력계수

$$E_0 = 9000.000 \text{ kN/m}^2$$

$$B_v = \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(9.500 \times 9.500)} = 9.500 \text{ m}$$

$$K_{v0} = 1 / 0.3 \times \alpha \times 1 = 1 / 0.3 \times 2 \times 9000.0 = 60000.00 \text{ kN/m}^3$$

$$K_v = 60000.000 \times (9.500 / 0.3)^{-3/4} = 4494.69 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 4494.690 = 1498.23 \text{ kN/m}^3$$

(2) 측벽 : 제1토층, 성토재

① 수평방향 지반반력계수

$$E_0 = 9000.000 \text{ kN/m}^2$$

$$B_v = \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(1.425 \times 1.425)} = 1.425 \text{ m}$$

$$K_{h0} = 1 / 0.3 \times \alpha \times 1 = 1 / 0.3 \times 2 \times 9000.0 = 60000.00 \text{ kN/m}^3$$

$$K_h = 60000.000 \times (1.425 / 0.3)^{-3/4} = 18647.95 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 18647.950 = 6215.98 \text{ kN/m}^3$$

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

$$E_0 = 9000.000 \text{ kN/m}^2$$

$$B_v = \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(1.425 \times 1.425)} = 1.425 \text{ m}$$

$$K_{ho} = 1 / 0.3 \times \alpha \times 1 = 1 / 0.3 \times 2 \times 9000.0 = 60000.00 \text{ kN/m}^3$$

$$K_h = 60000.000 \times (1.425 / 0.3)^{-3/4} = 18647.95 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 18647.950 = 6215.98 \text{ kN/m}^3$$

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
------------	-------	-------

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.006/2 + 1.006/2) = 4520 \text{ kN/m}$	2~9
Ksb1	$K_{sb} \times (1.006/2 + 1.006/2) = 1507 \text{ kN/m}$	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (0.450/2 + 1.006/2) = 3271 \text{ kN/m}$	1, 10
Ksb1	$K_h \times (1.825/2 + 0.800/2) = 24475 \text{ kN/m}$	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구제자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

$$- WH = 10.000 \times 0.500 = 5.000 \text{ kN/m}^2$$

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

$$Wh1 = 0.500 \times 23.000 \times 0.500 = 5.750 \text{ kN/m}^2$$

$$Wh2 = 5.750 + 0.125 \times 19.000 \times 0.500 = 6.938 \text{ kN/m}^2$$

$$Wh3 = 6.938 + 0.500 \times 19.000 \times 0.500 = 11.688 \text{ kN/m}^2$$

4) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$

- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$

$$- \Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15^\circ \text{ C}$$

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

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

= 0.000

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

$$K_{EA} = \frac{0.000 \cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)}} \right]^2}$$

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1	= 0.500 × 23.000 × 0.436	= 5.014 kN/m ²
Wh2	= 5.014 + 0.125 × 19.000 × 0.436	= 6.050 kN/m ²
Wh3	= 6.050 + 0.500 × 19.000 × 0.436	= 10.192 kN/m ²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

$$\begin{aligned} Wh1 &= 0.500 \times 23.000 \times 0.372 &= 4.278 \text{ kN/m}^2 \\ Wh2 &= 4.278 + 0.125 \times 19.000 \times 0.372 &= 5.161 \text{ kN/m}^2 \\ Wh3 &= 5.161 + 0.500 \times 19.000 \times 0.372 &= 8.695 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

6) 구체 관성력

$$f_i = A_i \times r_{con'c} \times K_H$$

① 하부슬래브

기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f_b = 0.600 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.945	$f_b = 0.600 \times 25.000 \times 0.154$ = 2.310

② 측벽

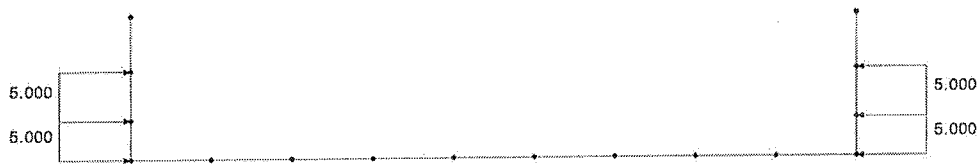
기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f1 = 0.450 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.709	$f1 = 0.450 \times 25.000 \times 0.154$ = 1.732
$f2 = 0.450 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.709	$f2 = 0.450 \times 25.000 \times 0.154$ = 1.732
$f3 = 0.450 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.709	$f3 = 0.450 \times 25.000 \times 0.154$ = 1.732
$f4 = 0.450 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.709	$f4 = 0.450 \times 25.000 \times 0.154$ = 1.732

10. 하 중 재 하 (상시)

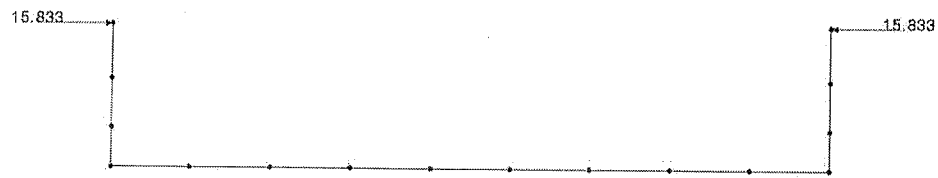
1) CASE1 - 구체자중(SW)



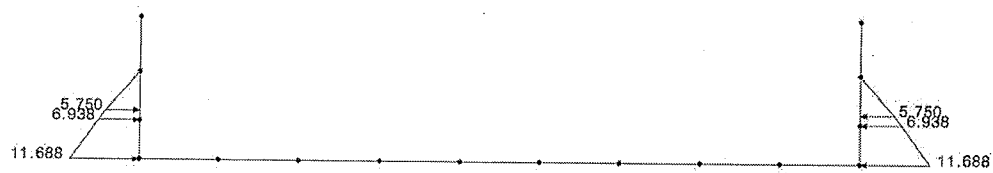
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



3) CASE3 - 충돌하중(CL)



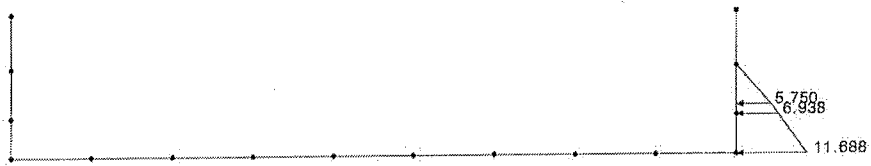
4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(S01LB)



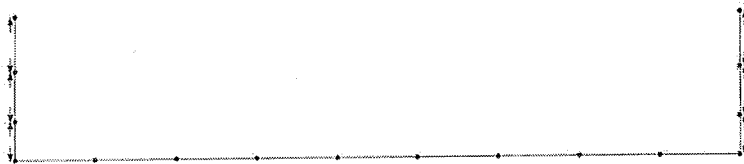
5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(S01LL)



6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



7) CASE7 - 건조수축 -15°C (SHRINK)

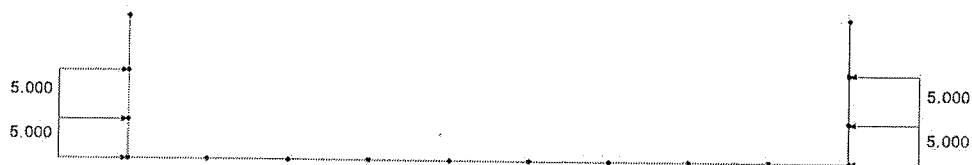


11. 하중 재하 (기능수행)

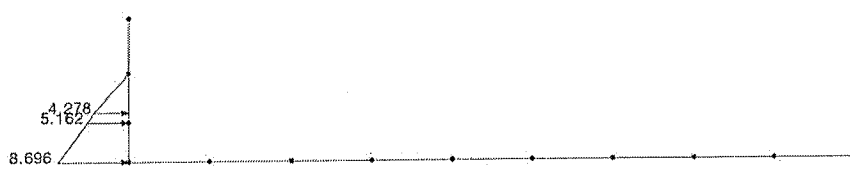
1) CASE1 - 구체자중(SW)



2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



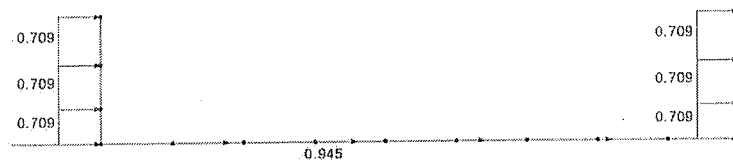
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(S01LLE2)



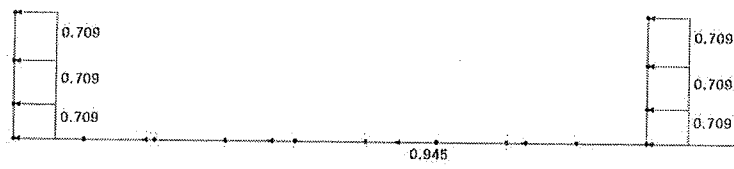
4) CASE4 - 지진시 편토압(우측) 2(S01LRE2)



5) CASE5 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

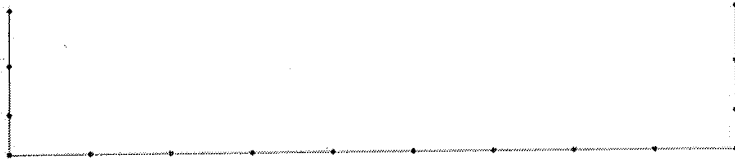


6) CASE6 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)



12. 하중 재하 (붕괴방지)

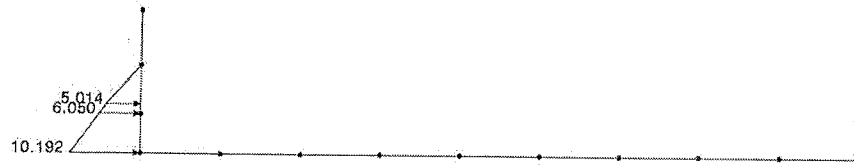
1) CASE1 - 구체자중(SW)



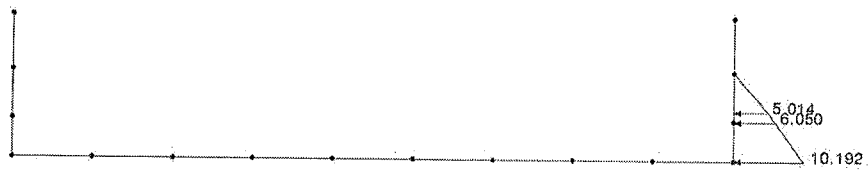
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



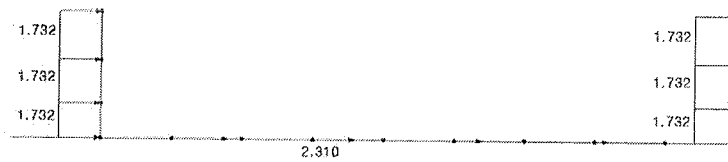
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



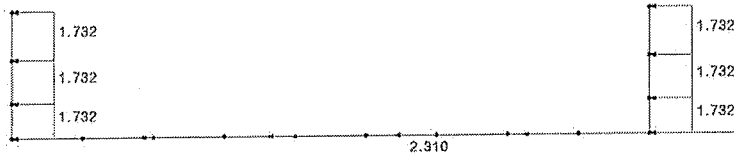
4) CASE4 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



5) CASE5 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



6) CASE6 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 H_v 에 대한 보정계수

$h \leq 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.0$

$h > 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.05 - 0.025h (\geq 0.875) = 1.000$, $h = -0.700 \text{ m}$

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	1.200	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	●

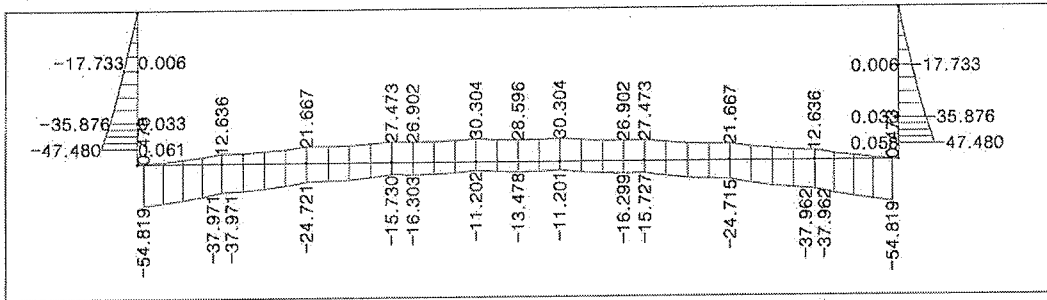
4) 지진시(기능수행수준)

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	●

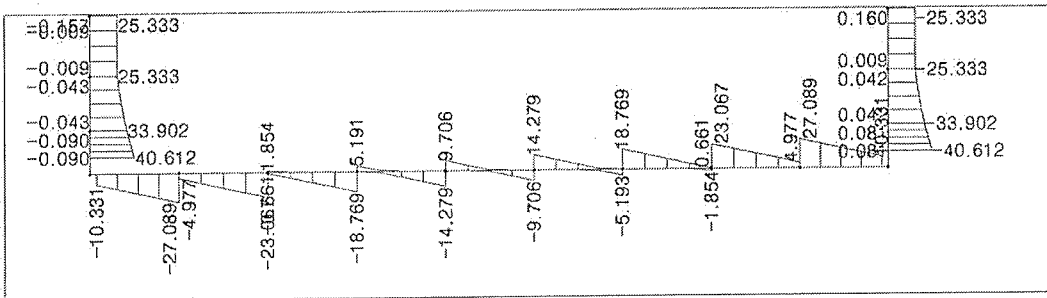
14. 단면력정리

14.1 상시

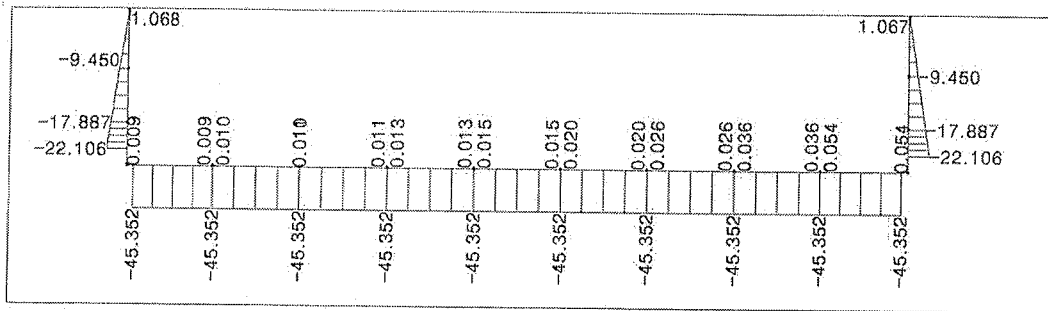
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



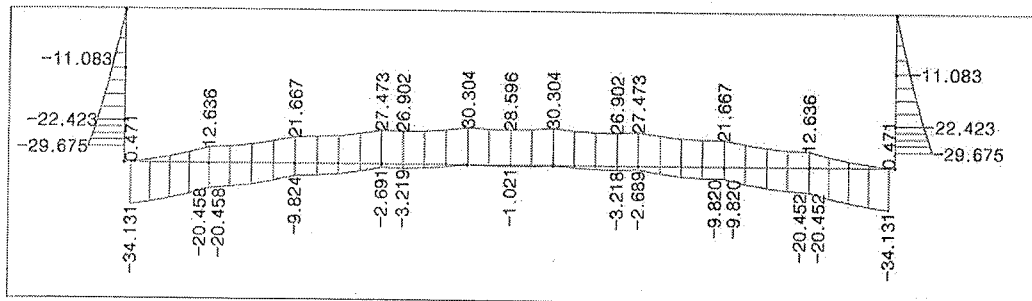
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

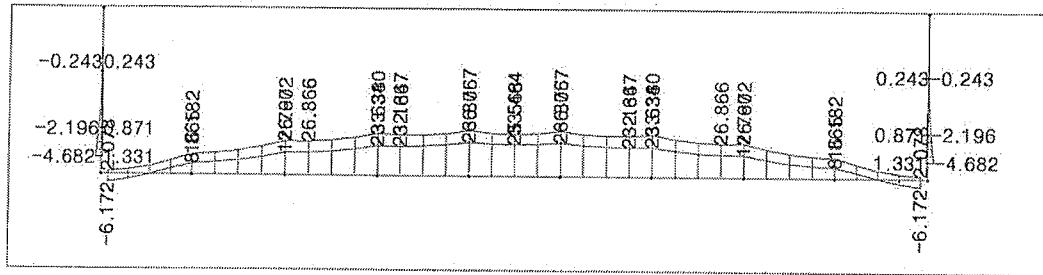


5) 단면력 정리

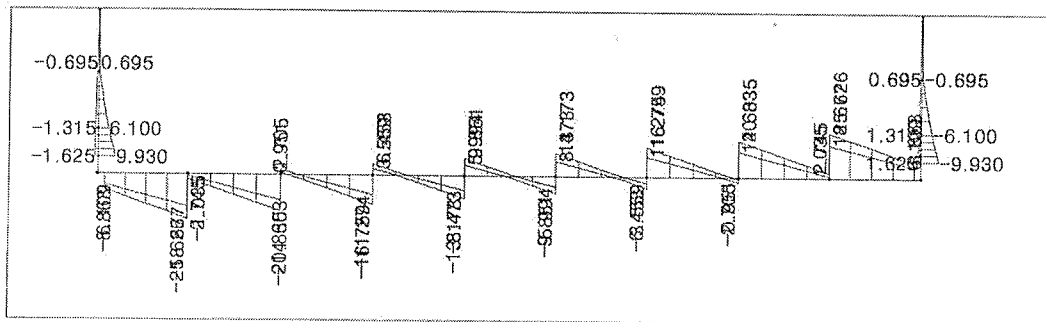
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN				
				kN.m	mm	mm				
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	54.82	22.04	45.35	34.13	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	2	30.30	14.28	45.35	30.30	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	3	11.20	14.28	45.35	0.00	1000.00	600.00	
		우측	4	54.82	22.03	45.35	34.13	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	30.80	31.11	15.78	19.25	1000.00	450.00	
		하부	6	47.48	33.38	22.11	29.68	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	30.80	31.11	15.78	19.25	1000.00	450.00	
		하부	8	47.48	33.38	22.11	29.68	1000.00	450.00	

14.2 지진시(기능수행)

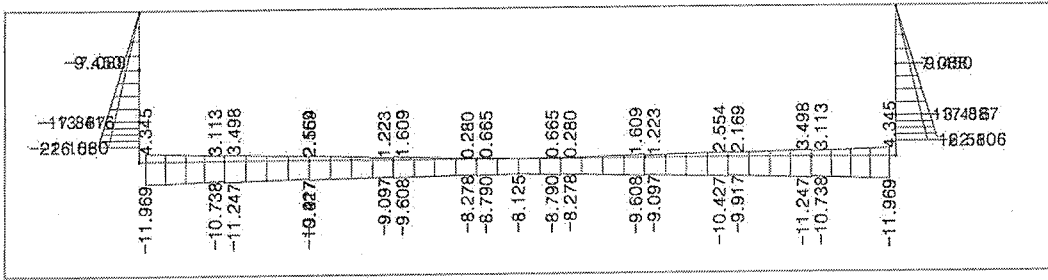
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

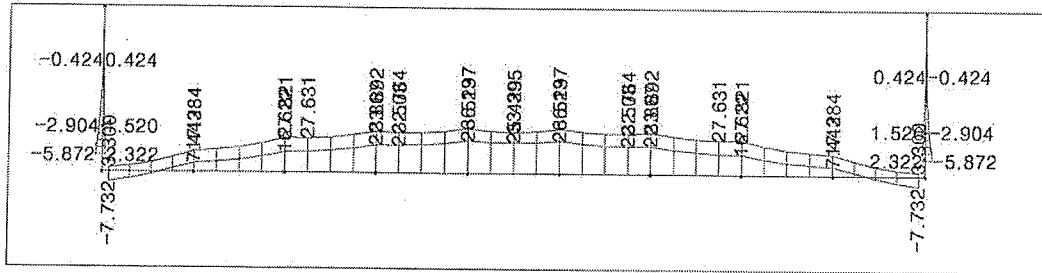


4) 단면력 정리

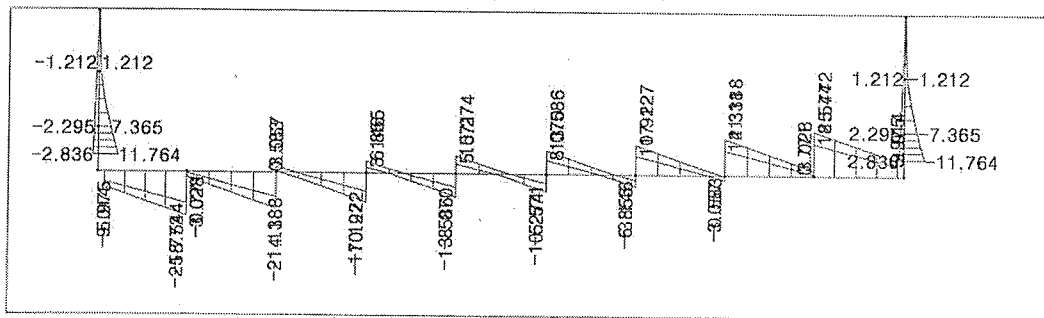
구분	위 치		계수하중			B mm	H mm	비고
			모멘트	전단력	축력			
			kN.m	kN	kN			
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	6.17	20.57	12.86	1000.00	600.00
		중앙부 (상면)	2	36.07	13.17	9.30	1000.00	600.00
		중앙부 (하면)	3	0.00	13.17	9.30	1000.00	600.00
		우측	4	6.17	20.57	13.07	1000.00	600.00
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	1.37	4.45	15.78	1000.00	450.00
		하부	6	4.68	5.79	22.11	1000.00	450.00
우측 벽체	1 층	중앙부	7	1.37	4.45	15.78	1000.00	450.00
		하부	8	4.68	5.79	22.11	1000.00	450.00

14.3 지진시(붕괴방지)

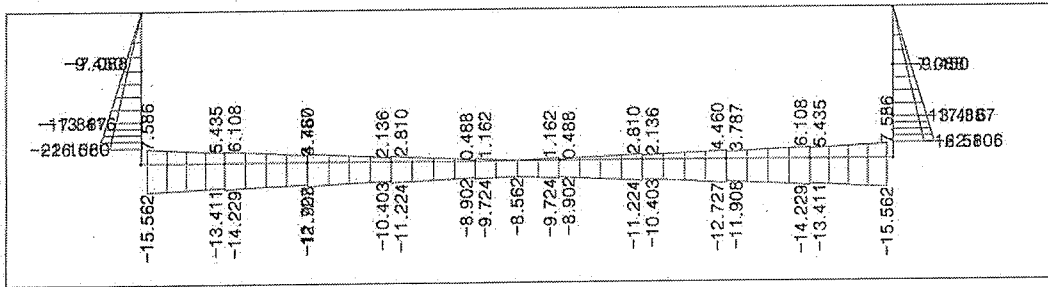
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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			
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	7.73	20.72	16.48	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	2	36.20	13.59	9.96	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	3	0.00	13.59	9.96	1000.00	600.00	
		우측	4	7.73	20.71	16.69	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	1.90	5.47	15.78	1000.00	450.00	
		하부	6	5.87	7.01	22.11	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	1.90	5.47	15.78	1000.00	450.00	
		하부	8	5.87	7.01	22.11	1000.00	450.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트

(kN.m)

2) 전단력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				20	30	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-22.04	-	-20.72	-20.57	-22.04	
		중앙부 (상면)	2	-14.28	-	-13.59	-13.17	-14.28	
		중앙부 (하면)	3	-14.28	-	-13.59	-13.17	-14.28	
		우측	4	22.03	-	20.71	20.57	22.03	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	31.11	-	5.47	4.45	31.11	
		하부	6	33.38	-	7.01	5.79	33.38	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-31.11	-	-5.47	-4.45	-31.11	
		하부	8	-33.38	-	-7.01	-5.79	-33.38	

3) 축력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				20	30	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-45.35	-	-16.48	-12.86	-48.51	
		중앙부 (상면)	2	-45.35	-	-9.96	-9.30	-48.51	
		중앙부 (하면)	3	-45.35	-	-9.96	-9.30	-48.51	
		우측	4	-45.35	-	-16.69	-13.07	-48.51	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-15.78	-	-15.78	-15.78	-15.78	
		하부	6	-22.11	-	-22.11	-22.11	-22.11	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-15.78	-	-15.78	-15.78	-15.78	
		하부	8	-22.11	-	-22.11	-22.11	-22.11	

4) 사용모멘트

(kN.m)

구분		위 치		상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-34.13	-	-	-	-34.13	
		중앙부 (상면)	2	30.30	-	-	-	30.30	
		중앙부 (하면)	3	-	-	-	-	-	
		우측	4	-34.13	-	-	-	-34.13	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-19.25	-	-	-	-19.25	
		하부	6	-29.68	-	-	-	-29.68	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-19.25	-	-	-	-19.25	
		하부	8	-29.68	-	-	-	-29.68	

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	1 경간	좌측	1	1000	500	54.82	133.18	324.30	H16 - 4.0EA	794.40	2.43
		좌측(배수 구단면)	1	1000	346	44.52	64.57	542.7	H16 - 4.0EA	794.40	1.45
		중앙부 (상면)	2	1000	520	36.20	138.58	205.44	H16 - 4.0EA	794.40	3.83
		중앙부 (하면)	2	1000	500	11.20	133.18	65.97	H16 - 4.0EA	794.40	11.89
		우측	3	1000	500	54.82	133.18	324.30	H16 - 4.0EA	794.40	2.43
좌측벽체	1 층	중앙부	4	1000	350	30.80	92.66	260.53	H16 - 4.0EA	794.40	3.01
		하부	5	1000	350	47.48	92.66	403.04	H16 - 4.0EA	794.40	1.95
우측벽체	1 층	중앙부	6	1000	350	30.80	92.66	260.53	H16 - 4.0EA	794.40	3.01
		하부	7	1000	350	47.48	92.66	403.04	H16 - 4.0EA	794.40	1.95

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치		ΦV_c	V_u	ΦV_n	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고	
			kN	kN	kN	EA	mm ²		mm	mm ²		
하부슬래브	1 경간	좌측	1	324.8	22.0	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		좌측 (배수구단면)	1	159.8	22.5	206.53	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		중앙부	2	337.8	14.3	387.16	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		우측	3	324.8	22.0	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
좌측벽체	1 층	중앙부	4	227.3	31.1	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		하부	5	227.3	33.4	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
우측벽체	1 층	중앙부	6	227.3	31.1	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		하부	7	227.3	33.4	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	0.K

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면채원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	외복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	54.82	22.04

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (500.00 - 16.289) / 16.289 = 0.08909$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 324.296 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.450]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00159$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(REQ) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (500.00 - a/2) = 133.178 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 54.819 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 2.429]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 500.00 = 324.760 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 22.037 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	346.0	246.0	100.0	44.5	22.5

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (246.00 - 16.289) / 16.289 = 0.04231$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad (1)$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad (2)$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 542.653 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.464]
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\text{수축온도철근비} = 0.00200$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00323$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (246.00 - a/2) = 64.574 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 44.515 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.451]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 246.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 246.00 = 159.782 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 22.497 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	36.20	14.28

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (520.00 - 16.289) / 16.289 = 0.09277$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad ①$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad ②$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 205.444 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) ; [사용률 = 3.867]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00153$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(REQ) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (520.00 - a/2) = 138.580 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 36.197 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 3.828]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 520.00 = 337.750 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 14.279 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	11.20	14.28

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (500.00 - 16.289) / 16.289 = 0.08909$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad ①$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad ②$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 65.969 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 12.042]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00159$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (500.00 - a/2) = 133.178 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 11.202 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 11.889]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 500.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 500.00 = 324.760 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 14.279 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	54.82	22.03

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (500.00 - 16.289) / 16.289 = 0.08909$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 324.296 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.450]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00159$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(REQ) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 횡에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (500.00 - a/2) = 133.178 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 54.819 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.429]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 500.00 = 324.760 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 22.029 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	파복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	30.80	31.11

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{M_u}{\phi} - \frac{A_s^2 \times f_y \times d}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} + \frac{A_s \times f_y \times d \times d}{2} = 0, \quad A_s = 260.534 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.049]
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00227$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, \quad A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (350.00 - a/2) = 92.664 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 30.802 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 3.008]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 350.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 350.00 = 227.332 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 31.109 \text{ kN}), \quad \text{전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	47.48	33.38

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 403.039 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.971]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00227$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (350.00 - a/2) = 92.664 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 47.480 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.952]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 350.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 350.00 = 227.332 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 33.382 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	30.80	31.11

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad ①$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad ②$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{M_u}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 260.534 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.049]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00227$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(REQ) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (350.00 - a/2) = 92.664 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 30.802 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 3.008]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 350.00 = 227.332 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 31.109 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	47.48	33.38

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 403.039 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.971]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00227$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(REQ) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (350.00 - a/2) = 92.664 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 47.480 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.952]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 350.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 350.00 = 227.332 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 33.382 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 600 \times 0.0020 = 1200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 10\text{EA} = 1267.000 \text{ mm}^2 \geq 1200.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 600 \times 1000 = 900.0 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800) \\ \therefore 900.0 \text{ mm}^2 &\leq 1267.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 하부슬래브 : 1경간(좌측)-배수구단면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 346 \times 0.0020 = 692.0 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 10\text{EA} = 1267.000 \text{ mm}^2 \geq 692.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 346 \times 1000 = 519.00 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800) \\ \therefore 519.00 \text{ mm}^2 &\leq 1267.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 하부슬래브 : 중앙부_상면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 600 \times 0.0020 = 1200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 10\text{EA} = 1267.000 \text{ mm}^2 \geq 1200.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 600 \times 1000 = 900.0 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800) \\ \therefore 900.0 \text{ mm}^2 &\leq 1267.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 하부슬래브 : 중앙부_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 600 \times 0.0020 = 1200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 10\text{EA} = 1267.000 \text{ mm}^2 \geq 1200.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 600 \times 1000 = 900.0 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800) \\ \therefore 900.0 \text{ mm}^2 &\leq 1267.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

5) 하부슬래브 : 1경간(우측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 600 \times 0.0020 = 1200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 10\text{EA} = 1267.000 \text{ mm}^2 \geq 1200.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 600 \times 1000 = 900.0 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800) \\ \therefore 900.0 \text{ mm}^2 &\leq 1267.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

6) 좌측벽체 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 450 \times 0.0020 = 900.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 7.5\text{EA} = 950.250 \text{ mm}^2 \geq 900.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 450 \times 1000 = 675.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 675.0 \text{ mm}^2 &\leq 950.3 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

7) 좌측벽체 : 하부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 450 \times 0.0020 = 900.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 7.5\text{EA} = 950.250 \text{ mm}^2 \geq 900.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 450 \times 1000 = 675.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 675.0 \text{ mm}^2 &\leq 950.3 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

8) 우측벽체 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 450 \times 0.0020 = 900.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 7.5\text{EA} = 950.250 \text{ mm}^2 \geq 900.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 450 \times 1000 = 675.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 675.0 \text{ mm}^2 &\leq 950.3 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

9) 우측벽체 : 하부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 450 \times 0.0020 = 900.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 7.5\text{EA} = 950.250 \text{ mm}^2 \geq 900.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

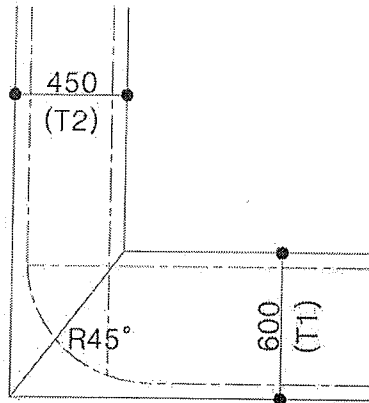
② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 450 \times 1000 = 675.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 675.0 \text{ mm}^2 &\leq 950.3 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 34.131 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 34.131 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T_1^2 + T_2^2)} = 750.000 \text{ mm}$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 34.13 \times 10^6}{750.000^2 \times 1000} = 0.303 \text{ MPa} < 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm^2

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

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

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

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 470706.000 / (794.400 \times 520.000 \times 0.955) = 1.194 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 } Th1 = f_s \times A_s = 1.194 \times 794.400 = 948.169 \text{ N}$$

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm^2

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

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

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

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 470706.000 / (794.400 \times 370.000 \times 0.947) = 1.691 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 } Th2 = f_s \times A_s = 1.691 \times 794.400 = 1343.375 \text{ N}$$

- 보강철근량 산정

$$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = f_{sa} \times A_s T \quad : \text{대각선 방향의 인장력}$$

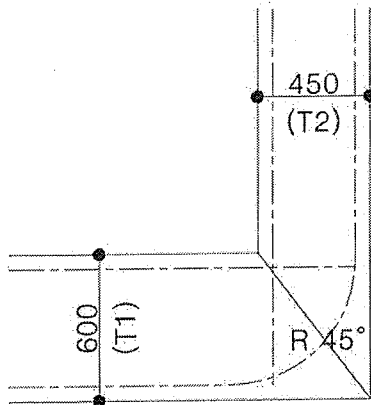
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$$A_s = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / f_{sa} = \sqrt{(948.169^2 + 1343.375^2)} / 180.0$$

$$A_s = 9.135 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} : H16 @ 1000, 2EA = 397.200 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 34.131 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 34.131 \text{ kN.m}$

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

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 34.13 \times 10^6}{750.000^2 \times 1000} = 0.303 \text{ MPa} < 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm^2

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

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

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

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 470706.000 / (794.400 \times 520.000 \times 0.955) = 1.194 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 } Th1 = f_s \times A_s = 1.194 \times 794.400 = 948.169 \text{ N}$$

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm^2

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

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

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

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 470706.000 / (794.400 \times 370.000 \times 0.947) = 1.691 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 } Th2 = f_s \times A_s = 1.691 \times 794.400 = 1343.375 \text{ N}$$

- 보강철근량 산정

$$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = f_{sa} \times A_{sT} \quad : \text{대각선 방향의 인장력}$$

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$$A_s = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / f_{sa} = \sqrt{(948.169^2 + 1343.375^2)} / 180.0$$

$$A_s = 9.135 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} : H16 @ 1000, 2EA = 397.200 \text{ mm}^2 \quad \therefore O.K$$

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	1 경간	좌측	1	500	H16 - 4.0EA	250	644.165	0.K	2.58
		좌측(배수 구단면)	1	346	H16 - 4.0EA	250	328.900	0.K	1.32
		중앙부 (상면)	2	520	H16 - 4.0EA	250	819.873	0.K	3.28
		중앙부 (하면)	2	500	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측	3	500	H16 - 4.0EA	250	644.165	0.K	2.58
좌측벽체	1 층	중앙부	4	350	H16 - 4.0EA	250	845.520	0.K	3.38
		하부	5	350	H16 - 4.0EA	250	467.736	0.K	1.87
우측벽체	1 층	중앙부	6	350	H16 - 4.0EA	250	845.520	0.K	3.38
		하부	7	350	H16 - 4.0EA	250	467.736	0.K	1.87

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 34.131 \times 1000000 / [794.400 \times (500.000 - 69.217/3)] \\ = 90.086 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 500.0)/(7 \times 794.400)]} \\ = 69.217 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 16/2 = 92.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 90.09) - 2.5 \times 92.00 = 644.17 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 90.09) = 699.33 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 644.17 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 644.17 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

2) 하부슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 25.782 \times 1000000 / [794.400 \times (246.000 - 47.040/3)] \\ = 140.911 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 246.0)/(7 \times 794.400)]} \\ = 47.040 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 16/2 = 92.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 140.91) - 2.5 \times 92.00 = 328.86 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 140.91) = 447.09 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 328.86 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 328.86 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 30.304 \times 1000000 / [794.400 \times (520.000 - 70.690/3)] \\ = 76.841 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 520.0)/(7 \times 794.400)]} \\ = 70.690 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 16/2 = 72.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 76.84) - 2.5 \times 72.00 = 844.84 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 76.84) = 819.87 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 819.87 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 819.87 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 34.131 \times 1000000 / [794.400 \times (500.000 - 69.217/3)] \\ = 90.086 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 500.0)/(7 \times 794.400)]} \\ = 69.217 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm}) \\ \text{1단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 16/2 = 92.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 90.09) - 2.5 \times 92.00 = 644.17 \text{ mm} \\ 300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 90.09) = 699.33 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 644.17 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 644.17 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 19.252 \times 1000000 / [794.400 \times (350.000 - 57.077/3)] \\ = 73.220 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 350.0)/(7 \times 794.400)]} \\ = 57.077 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm}) \\ \text{1단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 16/2 = 92.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 73.22) - 2.5 \times 92.00 = 845.52 \text{ mm} \\ 300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 73.22) = 860.42 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 845.52 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 845.52 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

6) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 29.675 \times 1000000 / [794.400 \times (350.000 - 57.077/3)]$$

$$= 112.865 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[1 + 2 \times 1000.0 \times 350.0/(7 \times 794.400)]}$$

$$= 57.077 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 16/2 = 92.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 112.87) - 2.5 \times 92.00 = 467.74 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 112.87) = 558.19 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 467.74 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 467.74 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 19.252 \times 1000000 / [794.400 \times (350.000 - 57.077/3)]$$

$$= 73.220 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[1 + 2 \times 1000.0 \times 350.0/(7 \times 794.400)]}$$

$$= 57.077 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 16/2 = 92.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 73.22) - 2.5 \times 92.00 = 845.52 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 73.22) = 860.42 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 845.52 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 845.52 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8) 우측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 29.675 \times 1000000 / [794.400 \times (350.000 - 57.077/3)]$$

$$= 112.865 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 350.0)/(7 \times 794.400)]}$$

$$= 57.077 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 증심간격

$$C_c = 100.00 - 16/2 = 92.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 112.87) - 2.5 \times 92.00 = 467.74 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 112.87) = 558.19 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 467.74 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 467.74 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

19. 기초 지지력 검토

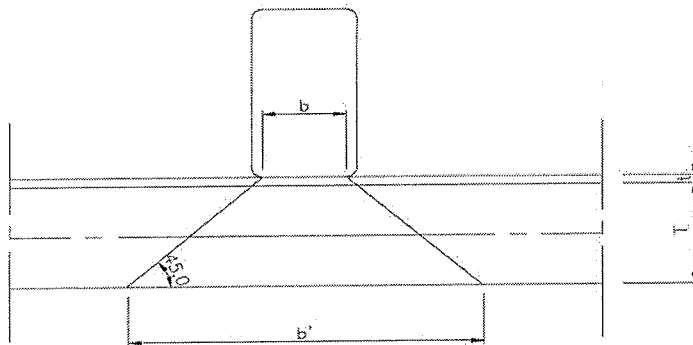
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = $176.813 / 9.500 = 18.612 \text{ kN/m}^2$
- 암거아스콘포장 = $0.08 \times 23.00 = 1.840 \text{ kN/m}^2$

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

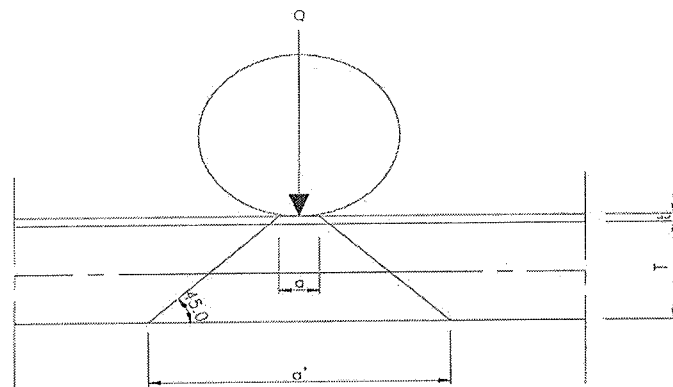


$$t = 80 \text{ mm} \text{ (암거내부 포장두께)}$$

$$T = 600 \text{ mm} \text{ (하부 슬래브 두께)}$$

$$b' = 0.500 + 2 \times (0.600 + 0.080) \times \cot 45^\circ$$

$$= 1.860 \text{ m}$$



$$a' = 0.200 + 2 \times (0.600 + 0.080) \times \cot 45^\circ$$

$$= 1.560 \text{ m}$$

$$Q_z = 96.0 / (1.860 \times 1.560) = 33.085 \text{ kN/m}^2$$

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= 18.61 + 1.84 + 33.09 \\ &= 53.537 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2) 지반의 허용연직지지력

$$Q_a = 353.95 \text{ kN/m}^2 \geq Q_{\max} = 53.54 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	: 9.500 × 0.600 × 25.000	= 142.500 kN/m
- 벽체	: 0.450 × 1.565 × 25.000 × 2	= 35.213 kN/m
	: 0.000 × 0.865 × 25.000 / 2 × 2	= 0.000 kN/m
- 현치	: 0.200 × 2 × 25.000	= 10.000 kN/m
- 포장	: 7.400 × 0.080 × 23.000	= 13.616 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 × -0.135 × 10.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 수직수압	: 0.000 × -0.135 × 10.000 × 2	= 0.000 kN/m
$\therefore \Sigma$		= 201.329 kN/m

(2) 측면마찰력

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

※ 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

$$\begin{aligned} F_1 &= K_u \times \gamma_t \times D_1^2 \times \tan \delta \\ &= 1.000 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(0 \times 2/3) \\ &= 0.000 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F_2 &= K_u \times (2 \times D_1 \times D_2 \times \gamma_t + D_2^2 \times \gamma_{\text{sub}}) \times \tan \delta \\ &= 1.000 \times (2 \times 1.000 \times -0.135 \times 19.000 + -0.135^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3) \\ &= 0.000 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Sigma = 0.000 + 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 201.329 + 0.000 = 201.329 \text{ kN/m}$$

2) 부력

$$\begin{aligned} U &= B \times h_s \times \gamma_w \quad (\text{여기서, } h_s = \text{지하수위 심도}) \\ &= 9.500 \times 0.465 \times 10.000 \\ &= 44.175 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) 안정검토

$$\begin{aligned} F_s &= R / U \\ &= 201.329 / 44.175 \\ &= 4.558 > 1.05 \quad \therefore \text{OK} \rightarrow \text{부력안전성 확보} \end{aligned}$$

1.2 실제조사 수위 적용 : GL.. -12.8 m (보령주상도 NBB-7 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	: 9.500 × 0.600 × 25.000	= 142.500 kN/m
- 벽체	: 0.450 × 1.565 × 25.000 × 2	= 35.213 kN/m
	: 0.000 × 0.865 × 25.000 / 2 × 2	= 0.000 kN/m
- 현치	: 0.200 × 2 × 25.000	= 10.000 kN/m
- 포장	: 7.400 × 0.080 × 23.000	= 13.616 kN/m
- 전단키	: 0.000 × 0.000 × 25.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 토사(수위 이상)	: 0.000 × 12.800 × 19.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 토사(수위 이하)	: 0.000 × -11.935 × 10.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 수직수압	: 0.000 × -11.935 × 10.000 × 2	= 0.000 kN/m
∴ ∑		= 201.329 kN/m

(2) 측면마찰력

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

※ 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

$$\begin{aligned} F1 &= K_u \times \gamma_t \times D1^2 \times \tan \delta \\ &= 1.000 \times 19.000 \times 12.800^2 \times \tan(0 \times 2/3) \\ &= 0.000 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F2 &= K_u \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma_t + D2^2 \times \gamma_{sub}) \times \tan \delta \\ &= 1.000 \times (2 \times 12.800 \times -11.935 \times 19.000 + -11.935^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3) \\ &= 0.000 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \sum = 0.000 + 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 201.329 + 0.000 = 201.329 \text{ kN/m}$$

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

■ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

∴ 시공시 부력에 대한 안전률 $F_s = 1.1$ (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

$$H = \frac{142,500}{9.500 \times 10.000 \times 1.100} = 1.364 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.364 m 이하유지

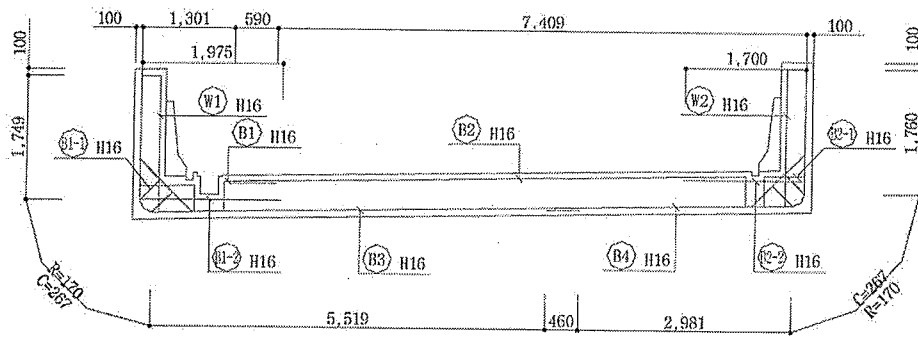
- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{187,713}{9.500 \times 10.000 \times 1.100} = 1.796 \text{ m}$$

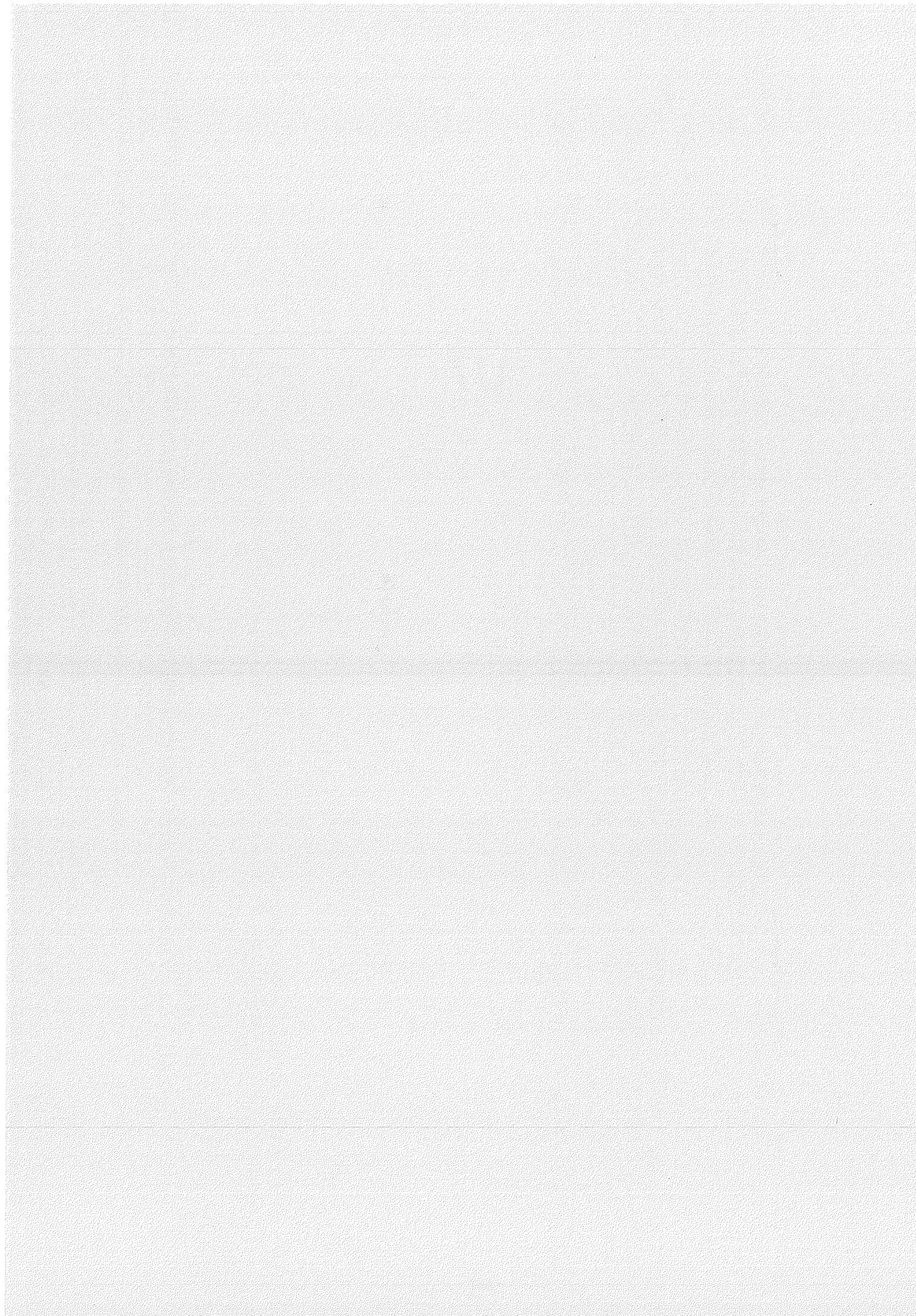
∴ 구조물 저면으로 부터 1.796 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



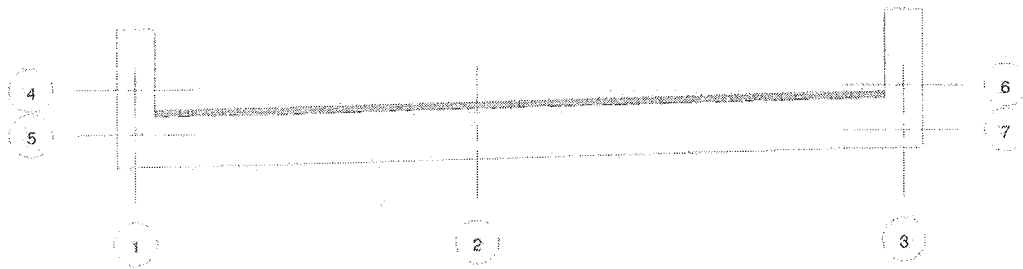
U7



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	
하 부 슬 래 브	1 경 간	좌측	1	1000	500	36.31	133.18	214.39	H16 - 4.0EA	794.40	3.67
		좌측(배수 구단면)	1	1000	346	29.68	64.57	359.4	H16 - 4.0EA	794.40	2.18
		중앙부 (상면)	2	1000	520	25.84	138.58	146.50	H16 - 4.0EA	794.40	5.36
		중앙부 (하면)	2	1000	500	7.02	133.18	41.35	H16 - 4.0EA	794.40	18.96
		우측	3	1000	500	37.42	133.18	220.96	H16 - 4.0EA	794.40	3.56
좌 측 벽 체	1 층	중앙부	4	1000	350	20.63	92.66	174.10	H16 - 4.0EA	794.40	4.49
		하부	5	1000	350	30.46	92.66	257.61	H16 - 4.0EA	794.40	3.04
우 측 벽 체	1 층	중앙부	6	1000	350	20.82	92.66	175.75	H16 - 4.0EA	794.40	4.45
		하부	7	1000	350	31.25	92.66	264.38	H16 - 4.0EA	794.40	2.96

■ 수평철근 검토

구분				단면적비			0.0015hs		
				필요철근 량	사용철근 량	비고	필요철근 량	사용철근 량	비고
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1200.0	1267.0	0.K	900.0	1267.0	0.K
		좌측 (배수구단면)	1	692.0	1267.0	0.K	519.0	1267.0	0.K
		중앙부 (상면)	2	1200.0	1267.0	0.K	900.0	1267.0	0.K
		중앙부 (하면)	2	1200.0	1267.0	0.K	900.0	1267.0	0.K
		우측	3	1200.0	1267.0	0.K	900.0	1267.0	0.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	900.0	950.3	0.K	675.0	950.3	0.K
		하부	5	900.0	950.3	0.K	675.0	950.3	0.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	900.0	950.3	0.K	675.0	950.3	0.K
		하부	7	900.0	950.3	0.K	675.0	950.3	0.K

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp B U type (내공 : 8.6M × 1.052M, 사각 : 90°)

2) 재료 중량

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

3) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (f_{ck}) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (E_c) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (f_y) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (E_s) = 200000 MPa

4) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

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

5) 지진계수

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

6) 노면활하중 (DB-24 적용)

7) 토 사

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

8) 설계방법

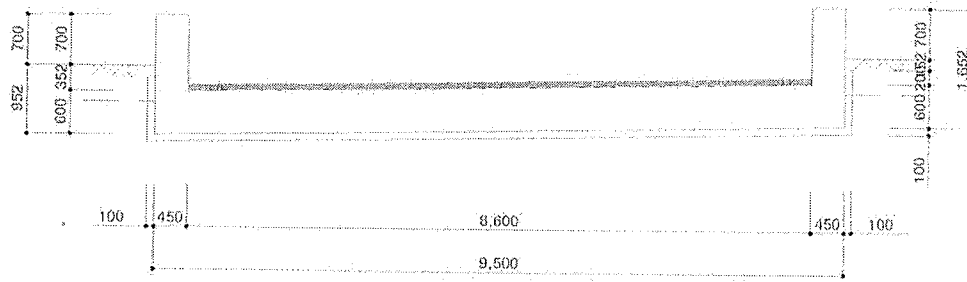
- 강도설계법 : 부재의 단면경도 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 경도 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

9) 사용프로그램 : SAP2000

10) 참고문헌

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

3. 단 면 가 정



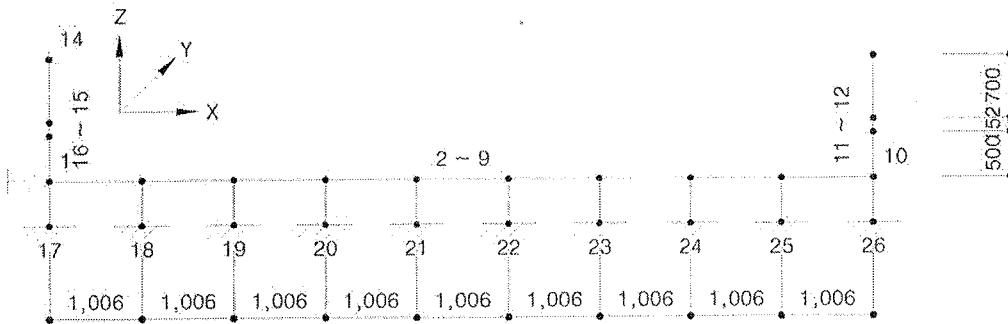
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

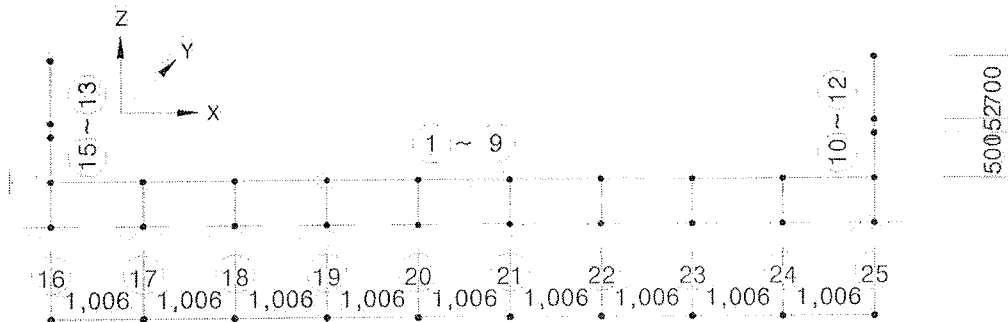
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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

① 절점삼도



② 부재삼도



2) 단면제원

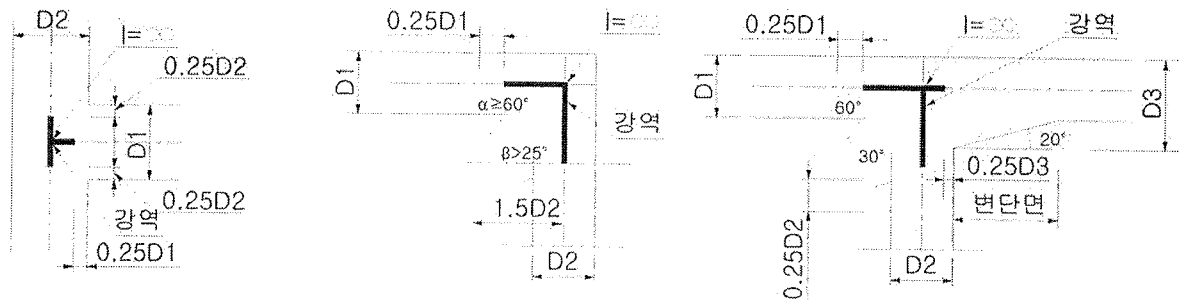
N0	A (m ²)		I (m ⁴)	부 재
1	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	1~9
2	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	10~15

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	14	0.000	1.852
2	1.006	0.500	15	0.000	1.152
3	2.011	0.500	16	0.000	1.000
4	3.017	0.500	17	0.000	0.000
5	4.022	0.500	18	1.006	0.000
6	5.028	0.500	19	2.011	0.000
7	6.033	0.500	20	3.017	0.000
8	7.039	0.500	21	4.022	0.000
9	8.044	0.500	22	5.028	0.000
10	9.050	0.500	23	6.033	0.000
11	9.050	1.000	24	7.039	0.000
12	9.050	1.152	25	8.044	0.000
13	9.050	1.852	26	9.050	0.000

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우

(나) 변단면의 경우(1)

(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 1 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 450 / 2 - 0.25 \times 600 = 75 \text{ mm}$$

(2) 1 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 600 / 2 - 0.25 \times 450 = 188 \text{ mm}$$

(3) 10 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 450 / 2 - 0.25 \times 600 = 75 \text{ mm}$$

(4) 10 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 600 / 2 - 0.25 \times 450 = 188 \text{ mm}$$

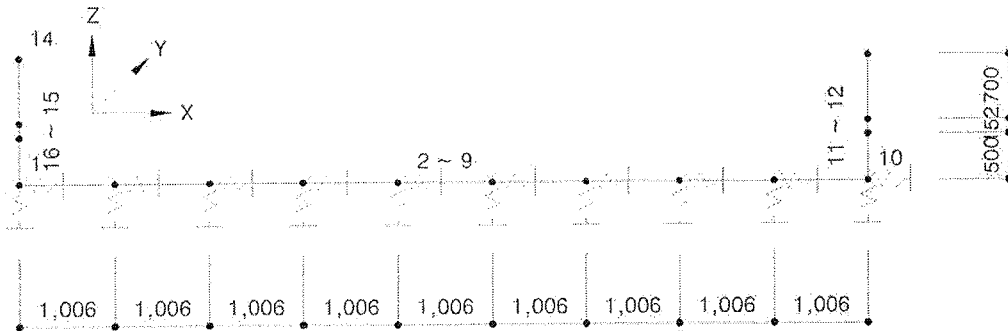
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

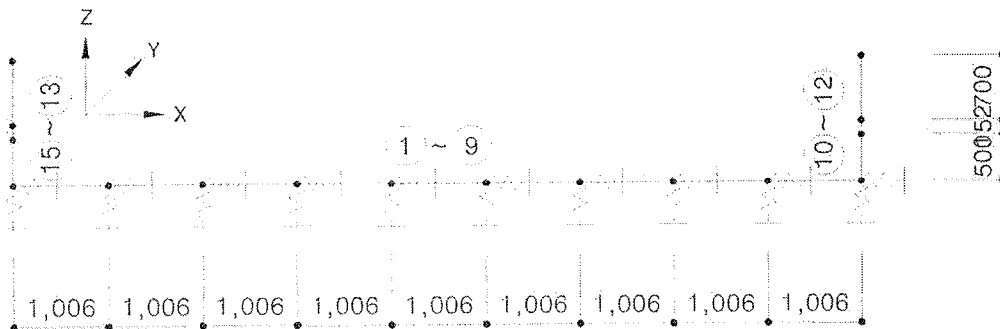
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연속지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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

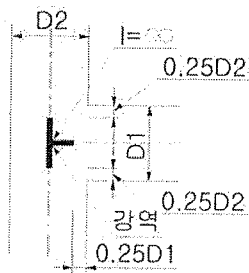
NO	A (m ²)		I (m ⁴)	부 재
1	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	1~9
2	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	10~15

3) 단면좌표

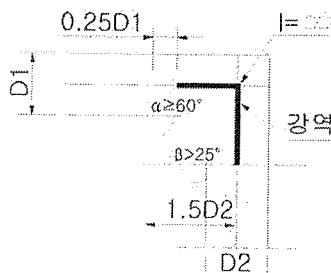
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	9	8.044	0.000
2	1.006	0.000	10	9.050	0.000
3	2.011	0.000	11	9.050	0.500
4	3.017	0.000	12	9.050	0.652
5	4.022	0.000	13	9.050	1.352
6	5.028	0.000	14	0.000	1.352
7	6.033	0.000	15	0.000	0.652
8	7.039	0.000	16	0.000	0.500

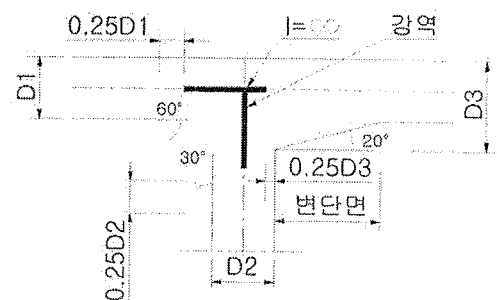
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

△ B = 한치폭 (mm), H = 한치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 450 / 2 - 0.25 \times 600 = 75 \text{ mm}$$

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 600 / 2 - 0.25 \times 450 = 188 \text{ mm}$$

(3) 10 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 450 / 2 - 0.25 \times 600 = 75 \text{ mm}$$

(4) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 600 / 2 - 0.25 \times 450 = 188 \text{ mm}$$

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 = E_0 의 산정방법에 대한 보정계수

E_0 = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (K_v)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

여기서,
$$K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

E_0 : 지반탄성계수 (kN/m^2)

$$\alpha = 1$$

$$E_0 = 9000.00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{지반보고서 참조})$$

$$B_v = \sqrt{B \times B} = \sqrt{9.500 \times 9.500} = 9.50 \text{ m} \quad (L > B)$$

$$K_{v0} = 1 / 0.3 \times 1 \times 9000 = 30000.00 \text{ kN/m}^3$$

$$K_v = 30000.000 \times (9.500 / 0.3)^{-3/4} = 2247.34 \text{ kN/m}^3$$

지반 반력계수	계 산 식	해당 절정
Kv1	$K_v \times (0.450/2 + 1.006/2) = 1636 \text{ kN/m}$	1, 10
Kv2	$K_v \times (1.006/2 + 1.006/2) = 2260 \text{ kN/m}$	2~9
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 = E_0 의 산정방법에 대한 보정계수

E_0 = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (K_v)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

E_0 : 지반탄성계수 (kN/m^2)

$$\alpha = 2$$

$$E_0 = 9000.00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{지반보고서 참조})$$

(1) 하부슬래브 : 제1토층, 매립토

① 연직방향 지반반력계수

$$E_0 = 9000.000 \text{ kN/m}^2$$

$$B_v = \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(9.500 \times 9.500)} = 9.500 \text{ m}$$

$$K_{v0} = 1 / 0.3 \times \alpha \times E_0 = 1 / 0.3 \times 2 \times 9000.0 = 60000.00 \text{ kN/m}^3$$

$$K_v = 60000.000 \times (9.500 / 0.3)^{-3/4} = 4494.69 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 4494.690 = 1498.23 \text{ kN/m}^3$$

(2) 측벽 : 제1토층, 성토재

① 수평방향 지반반력계수

$$E_0 = 9000.000 \text{ kN/m}^2$$

$$B_v = \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(0.952 \times 0.952)} = 0.952 \text{ m}$$

$$K_{h0} = 1 / 0.3 \times \alpha \times E_0 = 1 / 0.3 \times 2 \times 9000.0 = 60000.00 \text{ kN/m}^3$$

$$K_h = 60000.000 \times (0.952 / 0.3)^{-3/4} = 25235.65 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 25235.650 = 8411.88 \text{ kN/m}^3$$

(3) 측벽 : 제1토층, 매립토

① 수평방향 지반반력계수

$$E_0 = 9000.000 \text{ kN/m}^2$$

$$B_v = \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(0.952 \times 0.952)} = 0.952 \text{ m}$$

$$K_{ho} = 1 / 0.3 \times \alpha \times 1 = 1 / 0.3 \times 2 \times 9000.0 = 60000.00 \text{ kN/m}^3$$

$$K_h = 60000.000 \times (0.952 / 0.3)^{3/4} = 25235.65 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 25235.650 = 8411.88 \text{ kN/m}^3$$

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
------------	-------	-------

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.006/2 + 1.006/2) = 4520 \text{ kN/m}$	2~9
Ksb1	$K_{sb} \times (1.006/2 + 1.006/2) = 1507 \text{ kN/m}$	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (0.450/2 + 1.006/2) = 3271 \text{ kN/m}$	1, 10
Ksb1	$K_h \times (1.352/2 + 0.800/2) = 27154 \text{ kN/m}$	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

$$- WH = 10.000 \times 0.562 = 5.620 \text{ kN/m}^2$$

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

$$Wh1 = 0.152 \times 23.000 \times 0.500 = 1.748 \text{ kN/m}^2$$

$$Wh2 = 1.748 + 0.348 \times 23.000 \times 0.500 = 5.750 \text{ kN/m}^2$$

$$Wh3 = 5.750 + 0.152 \times 19.000 \times 0.500 = 7.194 \text{ kN/m}^2$$

4) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$

- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$

$$- \Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15^\circ \text{ C}$$

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

ϕ	= 뒤채움흙의 내부마찰각	: 30.000°
α	= 뒤채움흙의 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

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

= 0.000

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

ϕ	= 뒤채움흙의 내부마찰각	: 30.000°
α	= 뒤채움흙의 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

$$K_{EA} = \frac{= 0.000 \quad \cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)}} \right]^2}$$

3) 구채자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1	= 0.152 × 23.000 × 0.436	= 1.524 kN/m ²
Wh2	= 1.524 + 0.348 × 23.000 × 0.436	= 5.014 kN/m ²
Wh3	= 5.014 + 0.152 × 19.000 × 0.436	= 6.273 kN/m ²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

$$\begin{aligned} Wh1 &= 0.152 \times 23.000 \times 0.372 &= 1.301 \text{ kN/m}^2 \\ Wh2 &= 1.301 + 0.348 \times 23.000 \times 0.372 &= 4.278 \text{ kN/m}^2 \\ Wh3 &= 4.278 + 0.152 \times 19.000 \times 0.372 &= 5.352 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

6) 구재 관성력

$$f_l = A_l \times r_{con} \times c \times K_H$$

① 하부슬래브

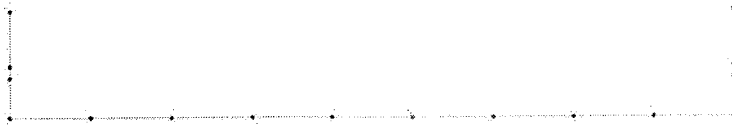
기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f_b = 0.600 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.945	$f_b = 0.600 \times 25.000 \times 0.154$ = 2.310

② 측벽

기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f1 = 0.450 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.709	$f1 = 0.450 \times 25.000 \times 0.154$ = 1.732
$f2 = 0.450 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.709	$f2 = 0.450 \times 25.000 \times 0.154$ = 1.732
$f3 = 0.450 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.709	$f3 = 0.450 \times 25.000 \times 0.154$ = 1.732
$f4 = 0.450 \times 25.000 \times 0.063$ = 0.709	$f4 = 0.450 \times 25.000 \times 0.154$ = 1.732

10. 하 중 재 하 (상시)

1) CASE1 - 구체자중 (SW)



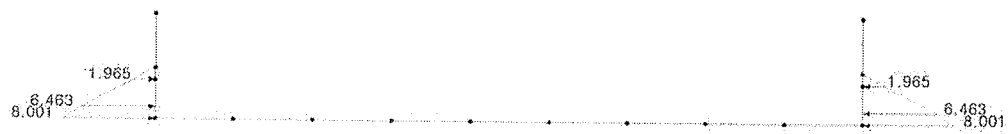
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중 (LIVEAH)



3) CASE3 - 충돌하중(CL)



4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)

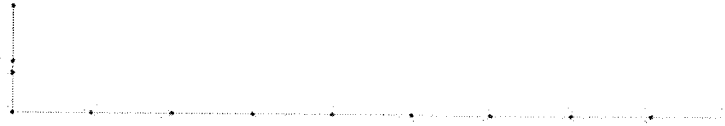


7) CASE7 - 건조수축 -15° C(SHRINK)



11. 하중 제하 (기능수행)

1) CASE1 - 구체자중(SW)



2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



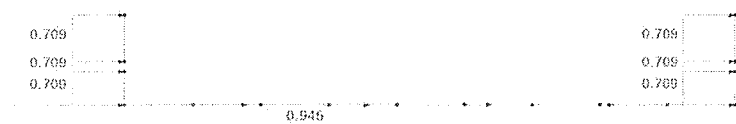
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOIL2)



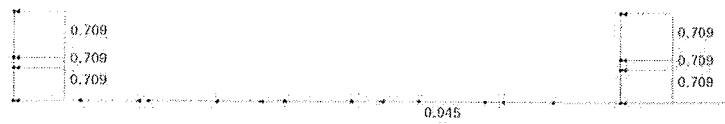
4) CASE4 - 지진시 편토압(우측) 2(SOIL2)



5) CASE5 - 구체 관성력(기능수행)(FUN1NER)

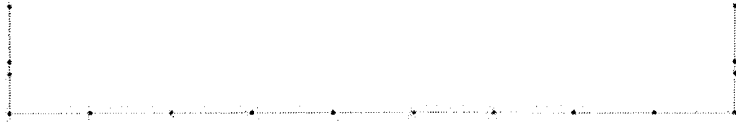


6) CASE6 - 구체 관성력(기능수행)2(FUN1NER2)



12. 하중 재하 (붕괴방지)

1) CASE1 - 구체자중(SW)



2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



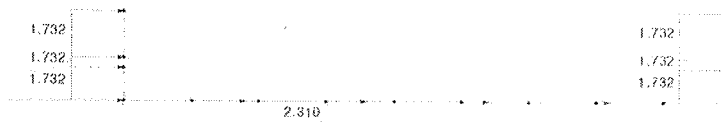
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



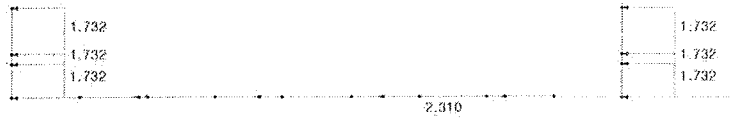
4) CASE4 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



5) CASE5 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



6) CASE6 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

$h \leq 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.0$

$h > 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.05 - 0.025h (\geq 0.875) = 1.000$, $h = -0.700 \text{ m}$

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	1.200	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	●

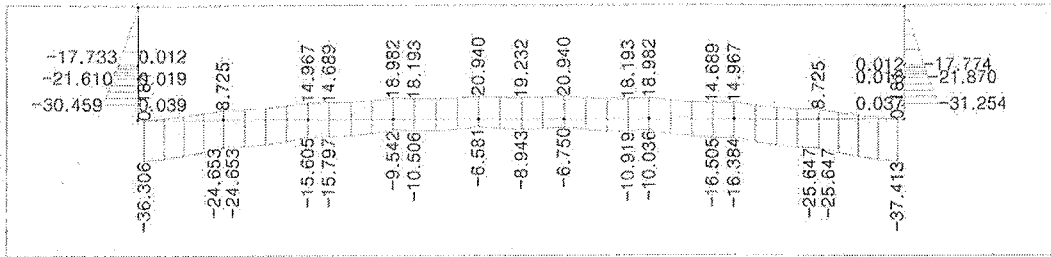
4) 지진시(기능수행수준)

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	●

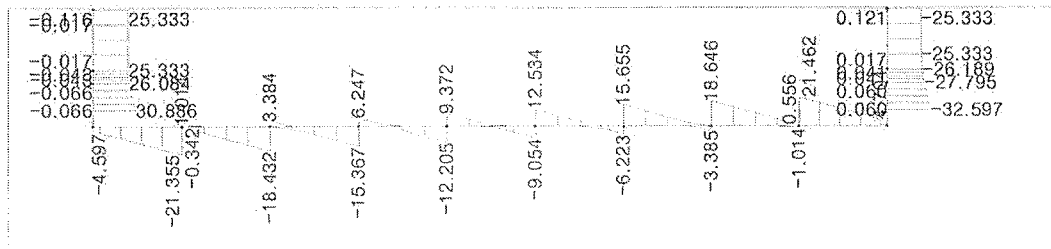
14. 단면력정리

14.1 상시

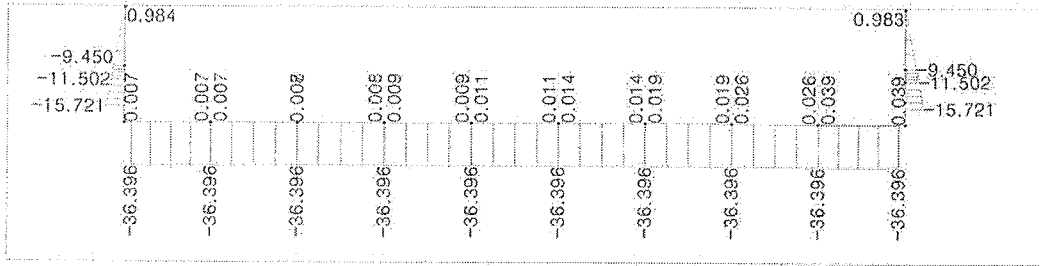
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



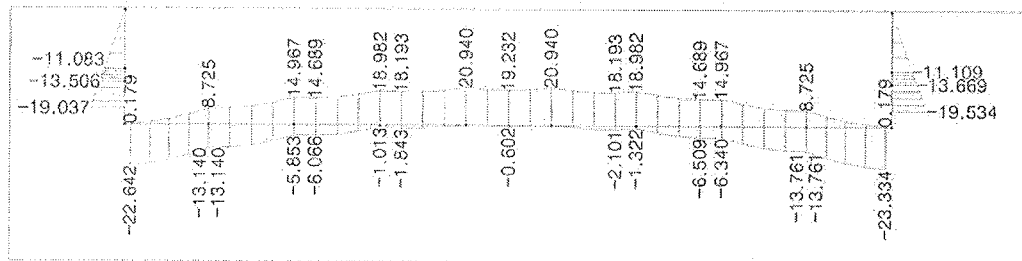
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

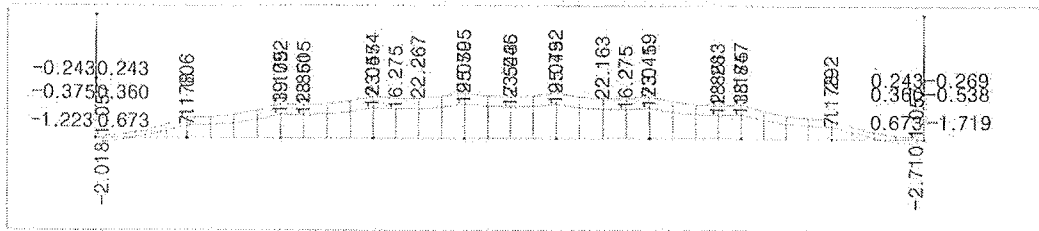


5) 단면력 정리

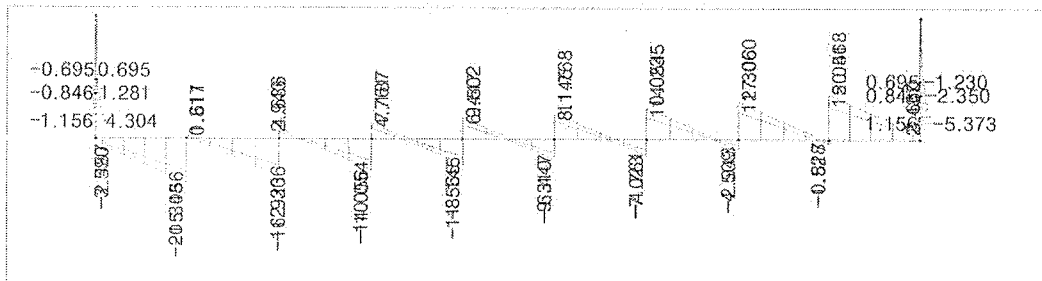
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	36.31	16.25	36.40	22.64	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	2	21.29	12.17	36.40	21.29	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	3	7.03	12.17	36.40	0.00	1000.00	600.00	
		우측	4	37.42	16.35	36.40	23.34	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	20.63	25.64	10.99	12.89	1000.00	450.00	
		하부	6	30.46	25.73	15.72	19.04	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	20.82	27.35	10.99	13.01	1000.00	450.00	
		하부	8	31.25	27.44	15.72	19.53	1000.00	450.00	

14.2 지진시(기능수행)

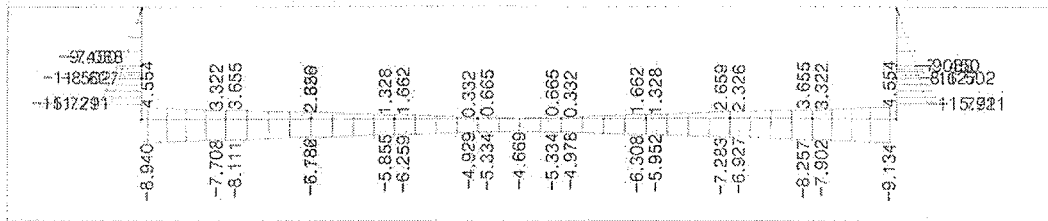
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

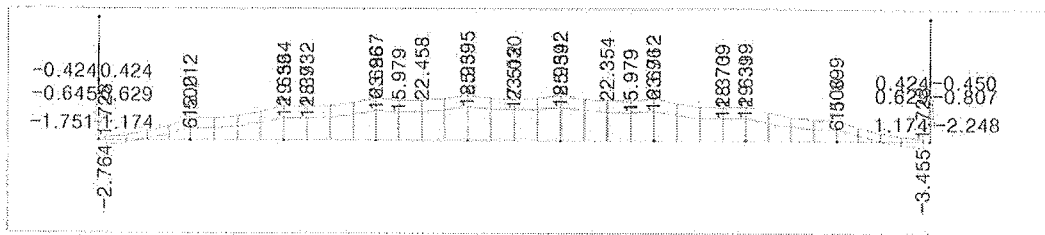


4) 단면력 정리

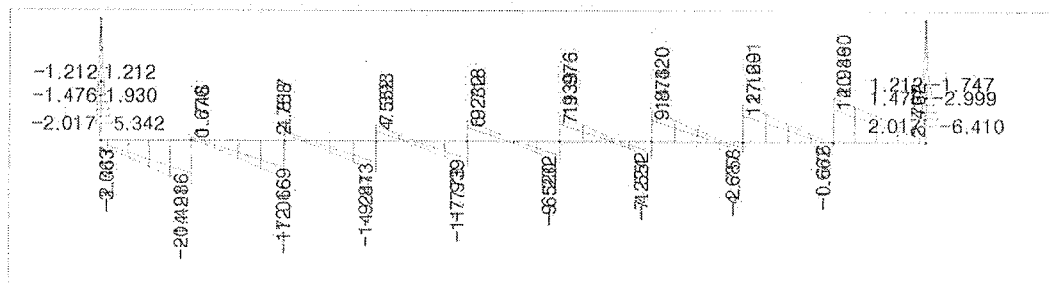
구분	위 치		계수하중			B mm	H mm	비고
			모멘트	전단력	축력			
			kN.m	kN	kN			
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	2.02	15.34	8.94	1000.00	600.00
		중앙부 (상면)	2	25.75	11.61	4.93	1000.00	600.00
		중앙부 (하면)	3	0.00	11.61	4.93	1000.00	600.00
		우측	4	2.71	15.41	9.14	1000.00	600.00
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	0.33	0.98	10.99	1000.00	450.00
		하부	6	1.22	1.04	15.72	1000.00	450.00
우측 벽체	1 층	중앙부	7	0.45	2.05	10.99	1000.00	450.00
		하부	8	1.72	2.11	15.72	1000.00	450.00

14.3 지진시(붕괴방지)

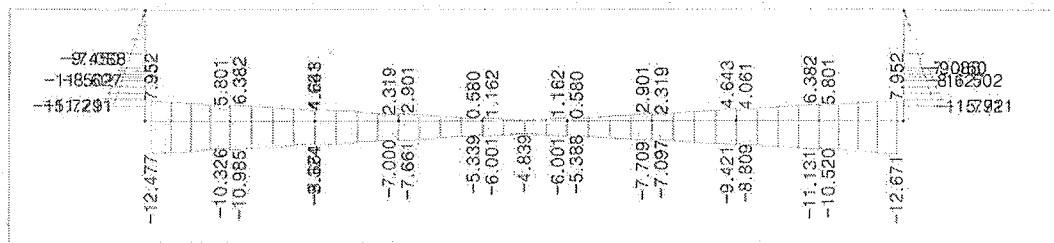
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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 mm	H mm	비고
			모멘트	전단력	축력			
			kN.m	kN	kN			
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	2.76	15.42	12.48	1000.00	600.00
		중앙부 (상면)	2	25.84	11.82	5.34	1000.00	600.00
		중앙부 (하면)	3	0.00	11.82	5.34	1000.00	600.00
		우측	4	3.45	15.48	12.67	1000.00	600.00
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	0.58	1.59	10.99	1000.00	450.00
		하부	6	1.75	1.66	15.72	1000.00	450.00
우측 벽체	1 층	중앙부	7	0.70	2.66	10.99	1000.00	450.00
		하부	8	2.25	2.73	15.72	1000.00	450.00

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트

(kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				20	30	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-36.31	-	-2.76	-2.02	-36.31	
		중앙부 (상면)	2	21.29	-	25.84	25.75	25.84	
		중앙부 (하면)	3	-7.03	-	-	-	-7.03	
		우측	4	-37.42	-	-3.45	-2.71	-37.42	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-20.63	-	-0.58	-0.33	-20.63	
		하부	6	-30.46	-	-1.75	-1.22	-30.46	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-20.82	-	-0.70	-0.45	-20.82	
		하부	8	-31.25	-	-2.25	-1.72	-31.25	

2) 전단력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-16.25	-	-15.42	-15.34	-16.25	
		중앙부 (상면)	2	-12.17	-	-11.82	-11.61	-12.17	
		중앙부 (하면)	3	-12.17	-	-11.82	-11.61	-12.17	
		우측	4	16.35	-	15.48	15.41	16.35	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	25.64	-	1.59	0.98	25.64	
		하부	6	25.73	-	1.66	1.04	25.73	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-27.35	-	-2.66	-2.05	-27.35	
		하부	8	-27.44	-	-2.73	-2.11	-27.44	

3) 축력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-36.40	-	-12.48	-8.94	-36.40	
		중앙부 (상면)	2	-36.40	-	-5.34	-4.93	-36.40	
		중앙부 (하면)	3	-36.40	-	-5.34	-4.93	-36.40	
		우측	4	-36.40	-	-12.67	-9.14	-36.40	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-10.99	-	-10.99	-10.99	-10.99	
		하부	6	-15.72	-	-15.72	-15.72	-15.72	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-10.99	-	-10.99	-10.99	-10.99	
		하부	8	-15.72	-	-15.72	-15.72	-15.72	

4) 사용모멘트

(kN.m)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고
			2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-22.64	-	-	-22.64	
		중앙부 (상면)	2	21.29	-	-	21.29	
		중앙부 (하면)	3	-	-	-	-	
		우측	4	-23.34	-	-	-23.34	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-12.89	-	-	-12.89	
		하부	6	-19.04	-	-	-19.04	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-13.01	-	-	-13.01	
		하부	8	-19.53	-	-	-19.53	

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	1 경간	좌측	1	1000	500	36.31	133.18	214.39	H16 - 4.0EA	794.40	3.67
		좌측(배수 구단면)	1	1000	346	29.68	64.57	359.4	H16 - 4.0EA	794.40	2.18
		중앙부 (상면)	2	1000	520	25.84	138.58	146.50	H16 - 4.0EA	794.40	5.36
		중앙부 (하면)	2	1000	500	7.02	133.18	41.35	H16 - 4.0EA	794.40	18.96
		우측	3	1000	500	37.42	133.18	220.96	H16 - 4.0EA	794.40	3.56
좌측벽체	1 층	중앙부	4	1000	350	20.63	92.66	174.10	H16 - 4.0EA	794.40	4.49
		하부	5	1000	350	30.46	92.66	257.61	H16 - 4.0EA	794.40	3.04
우측벽체	1 층	중앙부	6	1000	350	20.82	92.66	175.75	H16 - 4.0EA	794.40	4.45
		하부	7	1000	350	31.25	92.66	264.38	H16 - 4.0EA	794.40	2.96

(2) 전단철근 요약

구 분	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		
하 부 슬 래 브	1 경간	좌측	1	324.8	16.2	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		좌측 (배수구단면)	1	159.8	16.4	206.53	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		중앙부	2	337.8	12.2	387.16	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		우측	3	324.8	16.4	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
좌 측 벽	1 층	중앙부	4	227.3	25.6	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	0.K
		하부	5	227.3	25.7	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	0.K
우 측 벽	1 층	중앙부	6	227.3	27.3	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	0.K
		하부	7	227.3	27.4	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	0.K

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	36.31	16.25

★ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (500.00 - 16.289) / 16.289 = 0.08909$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, \quad A_s = 214.392 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 794.4 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.705]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm^2)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00159$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, \quad A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K. (콘.설 6.3.2)}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (500.00 - a/2) = 133.178 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 36.310 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K. [안전률 3.668]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 500.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 500.00 = 324.760 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 16.247 \text{ kN}), \quad \text{전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	346.0	246.0	100.0	29.7	16.4

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (246.00 - 16.289) / 16.289 = 0.04231$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 359.443 \text{ mm}^2$$

$$* \text{ 사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률} = 2.210]$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA } (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\text{수축온도철근비} = 0.00200$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times \rho_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00323$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (246.00 - a/2) = 64.574 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 29.681 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 2.176]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 246.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 246.00 = 159.782 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 16.352 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면재원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	25.84	12.17

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (520.00 - 16.289) / 16.289 = 0.09277$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장치배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 146.504 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 5.422]

$$1\text{단} : H16 - 4.0 \text{ EA} (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00153$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (520.00 - a/2) = 138.580 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 25.838 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 5.363]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 520.00 = 337.750 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 12.170 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	7.03	12.17

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (500.00 - 16.289) / 16.289 = 0.08909$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 41.353 \text{ mm}^2$$

$$* \text{ 사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률} = 19.210]$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00159$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (500.00 - a/2) = 133.178 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 7.025 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 18.958]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 500.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 500.00 = 324.760 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 12.170 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	37.42	16.35

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (500.00 - 16.289) / 16.289 = 0.08909$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 220.956 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.595]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00159$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (500.00 - a/2) = 133.178 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 37.418 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 3.559]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 500.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 500.00 = 324.760 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 16.352 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	20.63	25.64

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 174.096 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 4.563]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times \rho_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00227$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_{s(req)} \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (350.00 - a/2) = 92.664 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 20.628 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 4.492]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 350.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 350.00 = 227.332 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 25.638 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	30.46	25.73

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 257.613 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.084]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00227$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (350.00 - a/2) = 92.664 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 30.459 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 3.042]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 350.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 350.00 = 227.332 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 25.732 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	20.82	27.35

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 175.750 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 4.520]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00227$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(REQ) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (350.00 - a/2) = 92.664 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 20.823 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 4.450]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 350.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 350.00 = 227.332 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 27.348 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	31.25	27.44

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 264.378 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.005]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00227$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (350.00 - a/2) = 92.664 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 31.254 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.965]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 350.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 350.00 = 227.332 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 27.442 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 600 \times 0.0020 = 1200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 10\text{EA} = 1267.000 \text{ mm}^2 \geq 1200.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 600 \times 1000 = 900.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 900.0 \text{ mm}^2 &\leq 1267.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 하부슬래브 : 1경간(좌측)-배수구단면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 346 \times 0.0020 = 692.0 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 10\text{EA} = 1267.000 \text{ mm}^2 \geq 692.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 346 \times 1000 = 519.00 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 519.00 \text{ mm}^2 &\leq 1267.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 하부슬래브 : 중앙부_상면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 600 \times 0.0020 = 1200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 10\text{EA} = 1267.000 \text{ mm}^2 \geq 1200.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 600 \times 1000 = 900.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 900.0 \text{ mm}^2 &\leq 1267.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 하부슬래브 : 중앙부_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 600 \times 0.0020 = 1200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 10\text{EA} = 1267.000 \text{ mm}^2 \geq 1200.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 600 \times 1000 = 900.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 900.0 \text{ mm}^2 &\leq 1267.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

5) 하부슬래브 : 1경간(우측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 600 \times 0.0020 = 1200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 10\text{EA} = 1267.000 \text{ mm}^2 \geq 1200.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 600 \times 1000 = 900.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \end{aligned}$$

6) 좌측벽체 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 450 \times 0.0020 = 900.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 7.5\text{EA} = 950.250 \text{ mm}^2 \geq 900.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 450 \times 1000 = 675.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 675.0 \text{ mm}^2 &\leq 950.3 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

7) 좌측벽체 : 하부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 450 \times 0.0020 = 900.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 7.5\text{EA} = 950.250 \text{ mm}^2 \geq 900.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 450 \times 1000 = 675.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 675.0 \text{ mm}^2 &\leq 950.3 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

8) 우측벽체 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 450 \times 0.0020 = 900.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 7.5\text{EA} = 950.250 \text{ mm}^2 \geq 900.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 450 \times 1000 = 675.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 675.0 \text{ mm}^2 &\leq 950.3 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

9) 우측벽체 : 하부

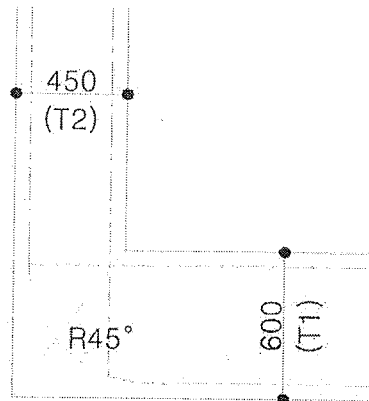
$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 450 \times 0.0020 = 900.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 7.5\text{EA} = 950.250 \text{ mm}^2 \geq 900.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} 3) h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 450 \times 1000 = 675.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 675.0 \text{ mm}^2 &\leq 950.3 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 22.642 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 22.642 \text{ kN.m}$

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

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 22.64 \times 10^6}{750.000^2 \times 1000} = 0.201 \text{ MPa} < 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm^2

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

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

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

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 179127.000 / (794.400 \times 520.000 \times 0.955) = 0.454 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 } Th1 = f_s \times A_s = 0.454 \times 794.400 = 360.825 \text{ N}$$

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm^2

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

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

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

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 179127.000 / (794.400 \times 370.000 \times 0.947) = 0.644 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 } Th2 = f_s \times A_s = 0.644 \times 794.400 = 511.221 \text{ N}$$

- 보강철근량 산정

$$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = f_{sa} \times A_s T \quad : \text{대각선 방향의 인장력}$$

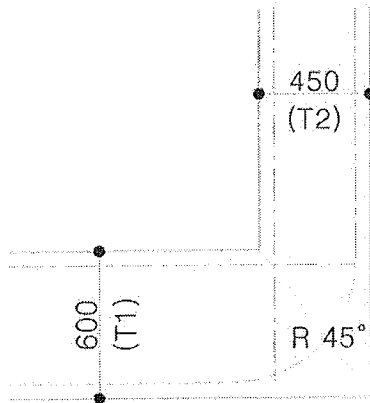
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$$A_s = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / f_{sa} = \sqrt{(360.825^2 + 511.221^2)} / 180.0$$

$$A_s = 3.476 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} : H16 @ 1000, 2EA = 397.200 \text{ mm}^2 \quad \therefore O.K$$

1) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 23.334 \text{ kN.m}$
- 절정부 휨모멘트 : $M_o = 23.334 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T_1^2 + T_2^2)} = 750.000 \text{ mm}$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절정부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 23.33 \times 10^6}{750.000^2 \times 1000} = 0.207 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

∴ 절정부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm^2

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

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

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

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 179127.000 / (794.400 \times 520.000 \times 0.955) = 0.454 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 } Th1 = f_s \times A_s = 0.454 \times 794.400 = 360.825 \text{ N}$$

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm^2

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

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

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

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 179127.000 / (794.400 \times 370.000 \times 0.947) = 0.644 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 } Th2 = f_s \times A_s = 0.644 \times 794.400 = 511.221 \text{ N}$$

- 보강철근량 산정

$$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = f_{sa} \times A_{sT} \quad ; \text{ 대각선 방향의 인장력}$$

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$$A_s = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / f_{sa} = \sqrt{(360.825^2 + 511.221^2)} / 180.0$$

$$A_s = 3.476 \text{ mm}^2$$

6) 좌측벽체 하부

$$\text{사용철근량} : H16 @ 1000, 2EA = 397.200 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

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	1 경간	좌측	1	500	H16 - 4.0EA	250	1054.149	0.K	4.22
		좌측(배수 구단면)	1	346	H16 - 4.0EA	250	603.300	0.K	2.41
		중앙부 (상면)	2	520	H16 - 4.0EA	250	1166.980	0.K	4.67
		중앙부 (하면)	2	500	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측	3	500	H16 - 4.0EA	250	1022.884	0.K	4.09
좌측벽체	1 층	중앙부	4	350	H16 - 4.0EA	250	1284.827	0.K	5.14
		하부	5	350	H16 - 4.0EA	250	857.636	0.K	3.43
우측벽체	1 층	중앙부	6	350	H16 - 4.0EA	250	1272.787	0.K	5.09
		하부	7	350	H16 - 4.0EA	250	829.984	0.K	3.32

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 22.643 \times 1000000 / [794.400 \times (500.000 - 69.217/3)] \\ = 59.764 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 794.400 / 1000.0 + 7 \times 794.400 / 1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 500.0 / (7 \times 794.400)} \\ = 69.217 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100.0 mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 16/2 = 92.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 59.76) - 2.5 \times 92.00 = 1087.69 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 59.76) = 1054.15 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1054.15 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 1054.15 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

2) 하부슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 17.292 \times 1000000 / [794.400 \times (246.000 - 47.040/3)]$$

$$= 94.509 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 794.400 / 1000.0 + 7 \times 794.400 / 1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 246.0 / (7 \times 794.400))]}$$

$$= 47.040 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 16/2 = 92.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 94.51) - 2.5 \times 92.00 = 603.25 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 94.51) = 666.60 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 603.25 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 603.25 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 21.290 \times 1000000 / [794.400 \times (520.000 - 70.690/3)]$$

$$= 53.985 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 794.400 / 1000.0 + 7 \times 794.400 / 1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 520.0 / (7 \times 794.400))]}$$

$$= 70.690 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 16/2 = 72.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 53.99) - 2.5 \times 72.00 = 1278.73 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 53.99) = 1166.98 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1166.98 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 1166.98 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 23.335 \times 1000000 / [794.400 \times (500.000 - 69.217/3)] \\ = 61.591 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 500.0)/(7 \times 794.400)]} \\ = 69.217 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H16 - 4.0 \text{ EA} (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 16/2 = 92.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 61.59) - 2.5 \times 92.00 = 1048.60 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 61.59) = 1022.88 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1022.88 mm를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 1022.88 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

5) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 12.892 \times 1000000 / [794.400 \times (350.000 - 57.077/3)] \\ = 49.034 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 350.0)/(7 \times 794.400)]} \\ = 57.077 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H16 - 4.0 \text{ EA} (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 16/2 = 92.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 49.03) - 2.5 \times 92.00 = 1376.03 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 49.03) = 1284.83 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1284.83 mm를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 1284.83 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

6) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 19.037 \times 1000000 / [794.400 \times (350.000 - 57.077/3)]$$

$$= 72.405 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 350.0)/(7 \times 794.400)]}$$

$$= 57.077 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H16 - 4.0 \text{ EA} (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 16/2 = 92.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 72.40) - 2.5 \times 92.00 = 857.64 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 72.40) = 870.11 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 857.64 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 857.64 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

7) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 13.014 \times 1000000 / [794.400 \times (350.000 - 57.077/3)]$$

$$= 49.498 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 350.0)/(7 \times 794.400)]}$$

$$= 57.077 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H16 - 4.0 \text{ EA} (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 16/2 = 92.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 49.50) - 2.5 \times 92.00 = 1360.98 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 49.50) = 1272.79 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1272.79 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 1272.79 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

8) 우측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 19.534 \times 1000000 / [794.400 \times (350.000 - 57.077/3)]$$

$$= 74.294 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 794.400 / 1000.0 + 7 \times 794.400 / 1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 350.0 / (7 \times 794.400)}$$

$$= 57.077 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 16/2 = 92.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 74.29) - 2.5 \times 92.00 = 829.98 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 74.29) = 847.99 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 829.98 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 829.98 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

19. 기초 지지력 검토

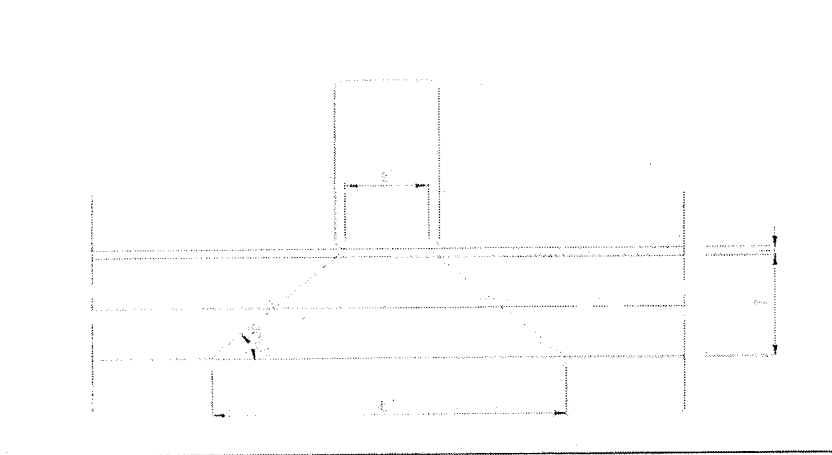
(1) 하중산정

1) 고정하중

$$\begin{aligned} - \text{구체자중} &= 166.170 / 9.500 = 17.492 \text{ kN/m}^2 \\ - \text{암거아스콘포장} &= 0.08 \times 23.00 = 1.840 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2) 활하중

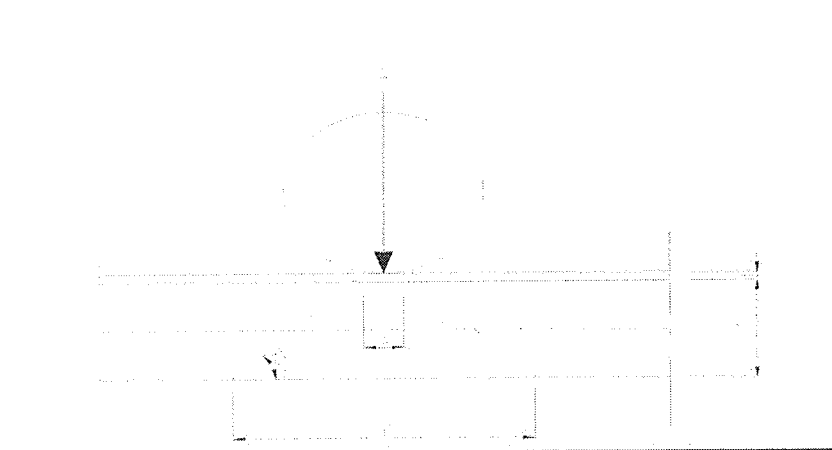
- 암거 내부 활하중



$$t = 80 \text{ mm} \text{ (암거내부 포장두께)}$$

$$T = 600 \text{ mm} \text{ (하부 슬래브 두께)}$$

$$\begin{aligned} b' &= 0.500 + 2 \times (0.600 + 0.080) \times \cot 45^\circ \\ &= 1.860 \text{ m} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} a' &= 0.200 + 2 \times (0.600 + 0.080) \times \cot 45^\circ \\ &= 1.560 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Q_z = 96.0 / (1.860 \times 1.560) = 33.085 \text{ kN/m}^2$$

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= 17.49 + 1.84 + 33.09 \\ &= 52.417 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2) 지반의 허용연직지지력

$$Q_a = 164.85 \text{ kN/m}^2 \geq Q_{\max} = 52.42 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore \text{OK}$$

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	9.500	×	0.600	×	25.000	=	142.500	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	1.092	×	25.000	×	2	= 24.570 kN/m
	:	0.000	×	0.392	×	25.000	/ 2	×	2 = 0.000 kN/m
- 현치	:	0.200	×	2	×	25.000	=	10.000	kN/m
- 포장	:	7.400	×	0.080	×	23.000	=	13.616	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	×	-0.608	×	10.000	×	2	= 0.000 kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-0.608	×	10.000	×	2	= 0.000 kN/m
$\therefore \Sigma$								=	190.686 kN/m

(2) 측면마찰력

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

※ 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

$$\begin{aligned} F1 &= K_u \times \gamma_t \times D1^2 \times \tan \delta \\ &= 1.000 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(0 \times 2/3) \\ &= 0.000 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F2 &= K_u \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma_t + D2^2 \times \gamma_{sub}) \times \tan \delta \\ &= 1.000 \times (2 \times 1.000 \times -0.608 \times 19.000 + -0.608^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3) \\ &= 0.000 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Sigma = 0.000 + 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 190.686 + 0.000 = 190.686 \text{ kN/m}$$

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -11.6 m (보령주상도 NBB-8 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	: 9.500 × 0.600 × 25.000	= 142.500 kN/m
- 벽체	: 0.450 × 1.092 × 25.000 × 2	= 24.570 kN/m
	: 0.000 × 0.392 × 25.000 / 2 × 2	= 0.000 kN/m
- 현치	: 0.200 × 2 × 25.000	= 10.000 kN/m
- 포장	: 7.400 × 0.080 × 23.000	= 13.616 kN/m
- 전단키	: 0.000 × 0.000 × 25.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 토사(수위 이상)	: 0.000 × 11.600 × 19.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 토사(수위 이하)	: 0.000 × -11.208 × 10.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 수직수압	: 0.000 × -11.208 × 10.000 × 2	= 0.000 kN/m
$\therefore \Sigma$		= 190.686 kN/m

(2) 측면마찰력

$$F = 2 \times C \times D + K_u \times y \times D^2 \times \tan \delta$$

※ 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

$$\begin{aligned} F1 &= K_u \times y_t \times D1^2 \times \tan \delta \\ &= 1.000 \times 19.000 \times 11.600^2 \times \tan(0 \times 2/3) \\ &= 0.000 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F2 &= K_u \times (2 \times D1 \times D2 \times y_t + D2^2 \times y_{sub}) \times \tan \delta \\ &= 1.000 \times (2 \times 11.600 \times -11.208 \times 19.000 + -11.208^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3) \\ &= 0.000 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Sigma = 0.000 + 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 190.686 + 0.000 = 190.686 \text{ kN/m}$$

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

■ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전율 $F_s = 1.1$ (R/B)

일반적으로 굴착지면의 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

$$H = \frac{142.500}{9.500 \times 10.000 \times 1.100} = 1.364 \text{ m}$$

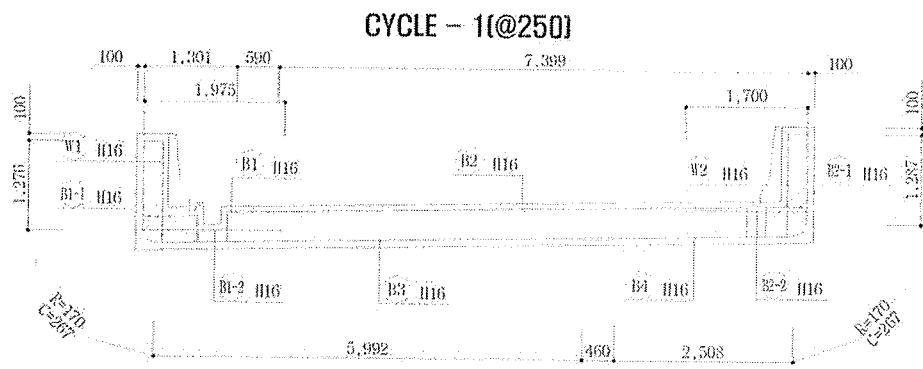
∴ 구조물 저면으로 부터 1.364 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

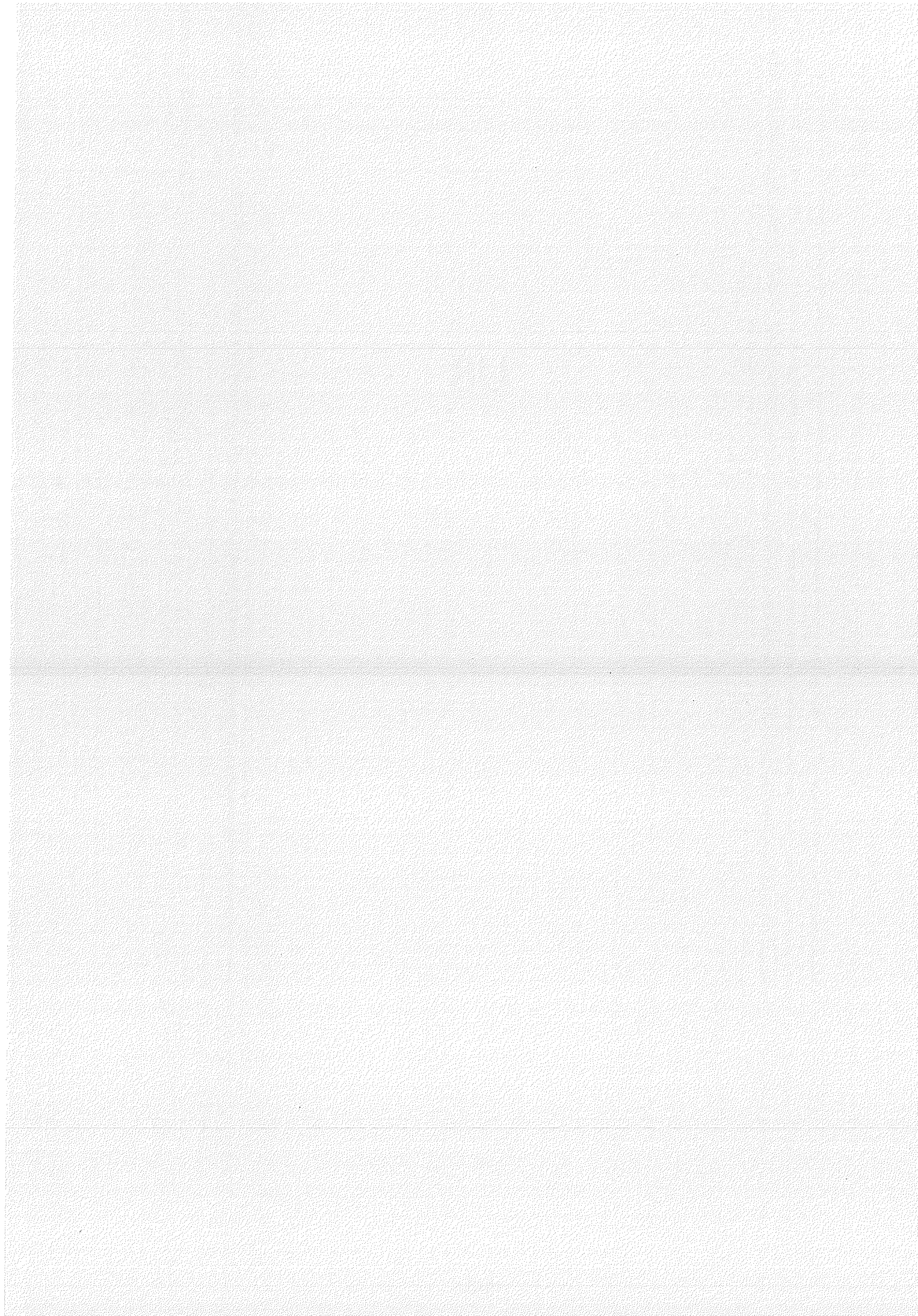
$$H = \frac{177.070}{9.500 \times 10.000 \times 1.100} = 1.694 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.694 m 이하유지

20. 주철근 조립도



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. 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	
하 부 슬 래 브	1 경 간	좌측	1	1000	500	29.81	133.18	175.88	H16 - 4.0EA	794.40	4.47
		좌측(배수 구단면)	1	1000	346	24.88	64.57	300.7	H16 - 4.0EA	794.40	2.59
		중앙부 (상면)	2	1000	520	20.84	138.58	118.12	H16 - 4.0EA	794.40	6.65
		중앙부 (하면)	2	1000	500	5.62	133.18	33.07	H16 - 4.0EA	794.40	23.71
		우측	3	1000	500	30.57	133.18	180.37	H16 - 4.0EA	794.40	4.36
좌 측 벽 체	1 층	중앙부	4	1000	350	13.30	92.66	112.08	H16 - 4.0EA	794.40	6.97
		하부	5	1000	350	24.49	92.66	206.85	H16 - 4.0EA	794.40	3.78
우 측 벽 체	1 층	중앙부	6	1000	350	13.30	92.66	112.08	H16 - 4.0EA	794.40	6.97
		하부	7	1000	350	24.93	92.66	210.62	H16 - 4.0EA	794.40	3.72

■ 수평철근 검토

구분			부재 위치		단면적비			0.0015hs		
					필요철근 량	사용철근 량	비고	필요철근 량	사용철근 량	비고
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1200.0	1267.0	0.K	900.0	1267.0	0.K	
		좌측 (배수구단면)	1	692.0	1267.0	0.K	519.0	1267.0	0.K	
		중앙부 (상면)	2	1200.0	1267.0	0.K	900.0	1267.0	0.K	
		중앙부 (하면)	2	1200.0	1267.0	0.K	900.0	1267.0	0.K	
		우측	3	1200.0	1267.0	0.K	900.0	1267.0	0.K	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	900.0	950.3	0.K	675.0	950.3	0.K	
		하부	5	900.0	950.3	0.K	675.0	950.3	0.K	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	900.0	950.3	0.K	675.0	950.3	0.K	
		하부	7	900.0	950.3	0.K	675.0	950.3	0.K	

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치		ΦV_c	V_u	ΦV_n	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고	
			kN	kN	kN	EA	mm ²		mm	mm ²		
하부슬래브	1 경간	좌측	1	324.8	13.9	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		좌측 (배수구단면)	1	159.8	14.0	206.53	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		중앙부	2	337.8	11.6	387.16	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		우측	3	324.8	14.0	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
좌측벽체	1 층	중앙부	4	227.3	25.3	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	0.K
		하부	5	227.3	25.3	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	0.K
우측벽체	1 층	중앙부	6	227.3	25.3	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	0.K
		하부	7	227.3	25.8	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	0.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	500	H16 - 4.0EA	250	1282.251	0.K	5.13
		좌측(배수 구단면)	1	346	H16 - 4.0EA	250	756.100	0.K	3.02
		중앙부 (상면)	2	520	H16 - 4.0EA	250	1471.696	0.K	5.89
		중앙부 (하면)	2	500	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측	3	500	H16 - 4.0EA	250	1250.352	0.K	5.00
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	350	H16 - 4.0EA	250	1992.745	0.K	7.97
		하부	5	350	H16 - 4.0EA	250	1082.265	0.K	4.33
우측 벽체	1 층	중앙부	6	350	H16 - 4.0EA	250	1992.745	0.K	7.97
		하부	7	350	H16 - 4.0EA	250	1062.979	0.K	4.25

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp B U type (내공 : 8.6M × 0.847M, 사각 : 90°)

2) 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

3) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (f_{ck}) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (E_c) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (f_y) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (E_s) = 200000 MPa

4) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

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

5) 지진계수

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

6) 노면활하중 (DB-24 적용)

7) 토 사

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

8) 설계방법

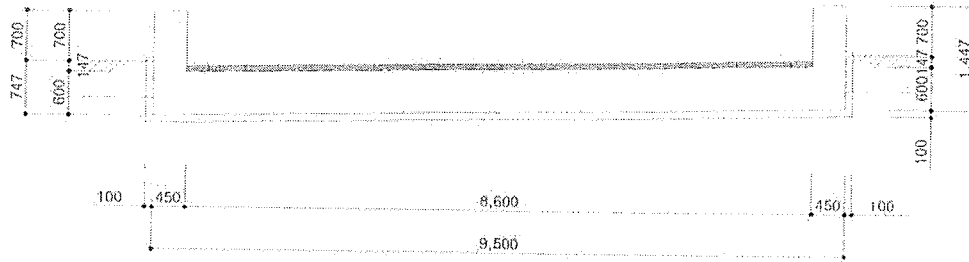
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

9) 사용프로그램 : SAP2000

10) 참고문헌

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

3. 단 면 가 정



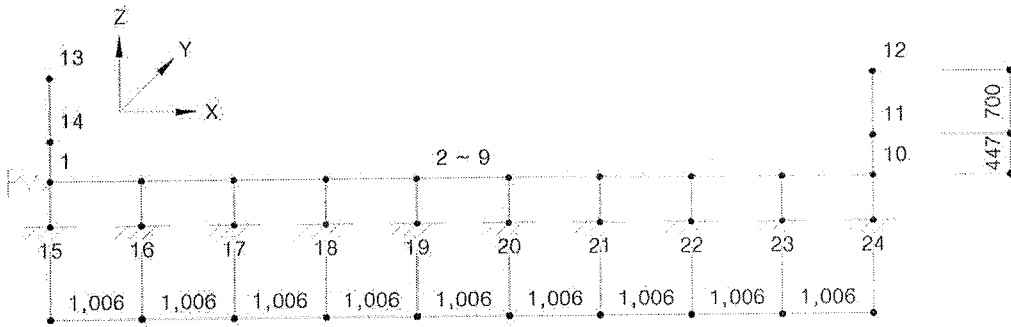
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

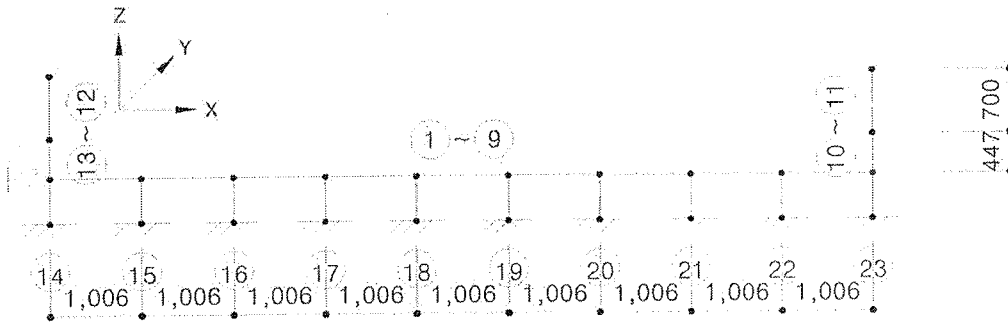
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모델화 하였다.

이와같은 모델화 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

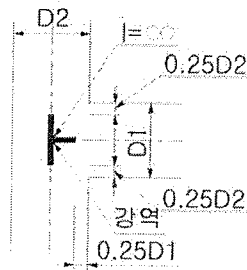
N0	A (m ²)		I (m ⁴)	부 재
1	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	1~9
2	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	10~13

3) 단면좌표

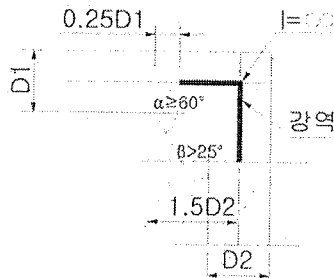
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	13	0.000	1.647
2	1.006	0.500	14	0.000	0.947
3	2.011	0.500	15	0.000	0.000
4	3.017	0.500	16	1.006	0.000
5	4.022	0.500	17	2.011	0.000
6	5.028	0.500	18	3.017	0.000
7	6.033	0.500	19	4.022	0.000
8	7.039	0.500	20	5.028	0.000
9	8.044	0.500	21	6.033	0.000
10	9.050	0.500	22	7.039	0.000
11	9.050	0.947	23	8.044	0.000
12	9.050	1.647	24	9.050	0.000

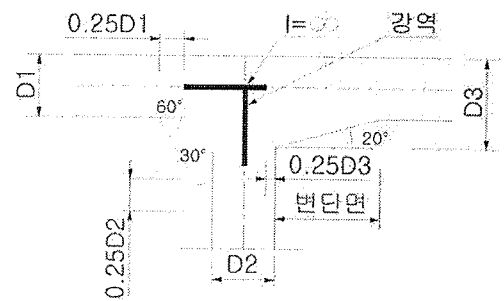
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 1 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 450 / 2 - 0.25 \times 600 = 75 \text{ mm}$$

(2) 1 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 600 / 2 - 0.25 \times 450 = 188 \text{ mm}$$

(3) 10 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 450 / 2 - 0.25 \times 600 = 75 \text{ mm}$$

(4) 10 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 600 / 2 - 0.25 \times 450 = 188 \text{ mm}$$

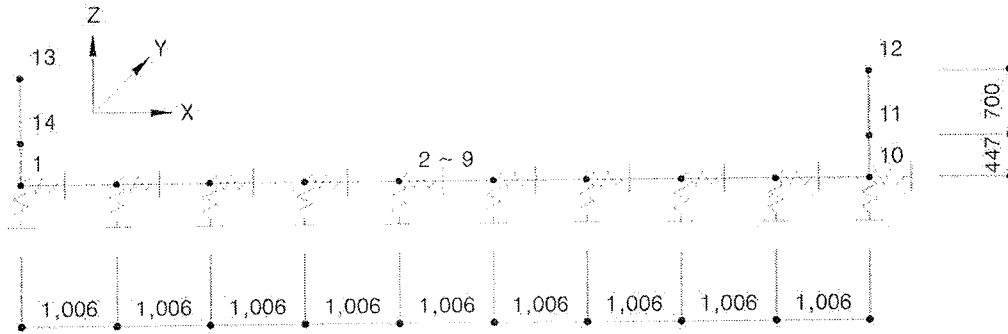
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

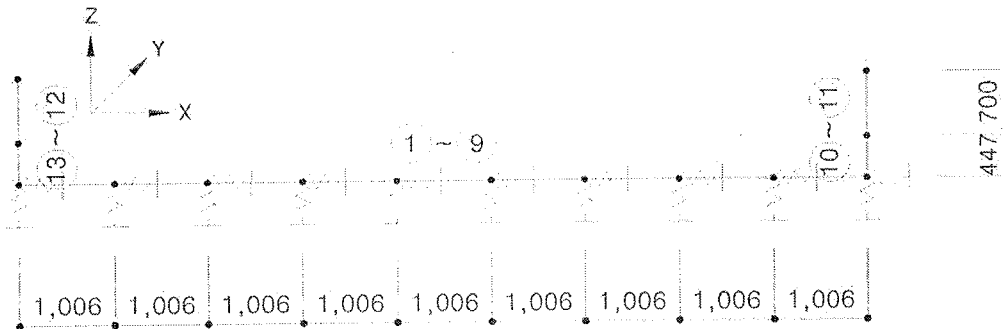
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연속지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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

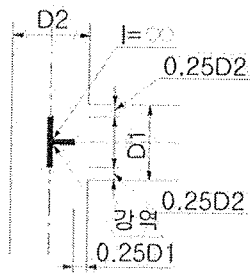
NO	A (m ²)	I (m ⁴)	부 재
1	0.600 × 1.000 = 0.600	0.01800	1~9
2	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	10~13

3) 단면좌표

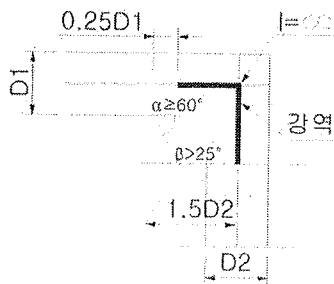
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	8	7.039	0.000
2	1.006	0.000	9	8.044	0.000
3	2.011	0.000	10	9.050	0.000
4	3.017	0.000	11	9.050	0.447
5	4.022	0.000	12	9.050	1.147
6	5.028	0.000	13	0.000	1.147
7	6.033	0.000	14	0.000	0.447

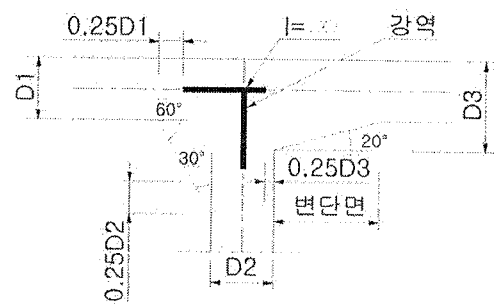
8) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 450 / 2 - 0.25 \times 600 = 75 \text{ mm}$$

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 600 / 2 - 0.25 \times 450 = 188 \text{ mm}$$

(3) 10 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 450 / 2 - 0.25 \times 600 = 75 \text{ mm}$$

(4) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 600 / 2 - 0.25 \times 450 = 188 \text{ mm}$$

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 = E_0 의 산정방법에 대한 보정계수

E_0 = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (K_v)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

여기서,

$$K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

E_0 : 지반탄성계수 (kN/m^2)

$$\alpha = 1$$

$$E_0 = 9000.00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{지반보고서 참조})$$

$$B_v = \sqrt{B \times B} = \sqrt{9.500 \times 9.500} = 9.50 \text{ m} \quad (L > B)$$

$$K_{v0} = 1 / 0.3 \times 1 \times 9000 = 30000.00 \text{ kN/m}^3$$

$$K_v = 30000.000 \times (9.500 / 0.3)^{-3/4} = 2247.34 \text{ kN/m}^3$$

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (0.450/2 + 1.006/2) = 1636 \text{ kN/m}$	1, 10
Kv2	$K_v \times (1.006/2 + 1.006/2) = 2260 \text{ kN/m}$	2~9
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 = E_0 의 산정방법에 대한 보정계수

E_0 = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (K_v)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

여기서,
$$K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

E_0 : 지반탄성계수 (kN/m^2)

$\alpha = 2$

$E_0 = 9000.00 \text{ kN/m}^2$ (지반보고서 참조)

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 매립토

① 연직방향 지반반력계수

$E_0 = 9000.000 \text{ kN/m}^2$

$B_v = \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(9.500 \times 9.500)} = 9.500 \text{ m}$

$K_{v0} = 1 / 0.3 \times \alpha \times 1 = 1 / 0.3 \times 2 \times 9000.0 = 60000.00 \text{ kN/m}^3$

$K_v = 60000.000 \times (9.500 / 0.3)^{-3/4} = 4494.69 \text{ kN/m}^3$

② 전단 지반반력계수

$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 4494.690 = 1498.23 \text{ kN/m}^3$

(2) 축벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

$E_0 = 9000.000 \text{ kN/m}^2$

$B_v = \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(0.747 \times 0.747)} = 0.747 \text{ m}$

$K_{h0} = 1 / 0.3 \times \alpha \times 1 = 1 / 0.3 \times 2 \times 9000.0 = 60000.00 \text{ kN/m}^3$

$K_h = 60000.000 \times (0.747 / 0.3)^{-3/4} = 30269.26 \text{ kN/m}^3$

② 전단 지반반력계수

$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 30269.260 = 10089.75 \text{ kN/m}^3$

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

$$E_o = 9000.000 \text{ kN/m}^2$$

$$B_v = \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(0.747 \times 0.747)} = 0.747 \text{ m}$$

$$K_{ho} = 1 / 0.3 \times \alpha \times 1 = 1 / 0.3 \times 2 \times 9000.0 = 60000.00 \text{ kN/m}^3$$

$$K_h = 60000.000 \times (0.747 / 0.3)^{-3/4} = 30269.26 \text{ kN/m}^3$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 30269.260 = 10089.75 \text{ kN/m}^3$$

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
------------	-------	-------

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.006/2 + 1.006/2) = 4520 \text{ kN/m}$	2~9
Ksb1	$K_{sb} \times (1.006/2 + 1.006/2) = 1507 \text{ kN/m}$	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (0.450/2 + 1.006/2) = 3271 \text{ kN/m}$	1, 10
Ksb1	$K_h \times (1.147/2 + 0.800/2) = 29467 \text{ kN/m}$	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

$$- W_H = 10.000 \times 0.500 = 5.000 \text{ kN/m}^2$$

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

$$W_{H1} = 0.447 \times 23.000 \times 0.500 = 5.141 \text{ kN/m}^2$$

4) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$

- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$

$$- \Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15^\circ \text{ C}$$

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

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

= 0.000

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

$$K_{EA} = \frac{= 0.000 \quad \cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)}} \right]^2}$$

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

$$Wh1 = 0.447 \times 23.000 \times 0.436 = 4.483 \text{ kN/m}^2$$

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

$$Wh1 = 0.447 \times 23.000 \times 0.372 = 3.825 \text{ kN/m}^2$$

6) 구체 관성력

$$f_i = A_i \times r_{con} \cdot c \times KH$$

① 하부슬래브

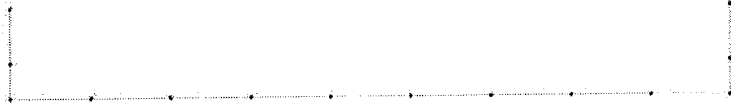
기능수행수준 (kN/m ²)	붕괴방지수준 (kN/m ²)
$f_b = 0.600 \times 25.000 \times 0.063$ $= 0.945$	$f_b = 0.600 \times 25.000 \times 0.154$ $= 2.310$

② 측벽

기능수행수준 (kN/m ²)	붕괴방지수준 (kN/m ²)
$f_1 = 0.450 \times 25.000 \times 0.063$ $= 0.709$	$f_1 = 0.450 \times 25.000 \times 0.154$ $= 1.732$
$f_2 = 0.450 \times 25.000 \times 0.063$ $= 0.709$	$f_2 = 0.450 \times 25.000 \times 0.154$ $= 1.732$
$f_3 = 0.450 \times 25.000 \times 0.063$ $= 0.709$	$f_3 = 0.450 \times 25.000 \times 0.154$ $= 1.732$

10. 하 중 재 하 (상시)

1) CASE1 - 구체자중(SW)



2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



3) CASE3 - 총돌하중(CL)



4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



6) CASE6 - 편 토압(우측) : 지하수無(S01LR)

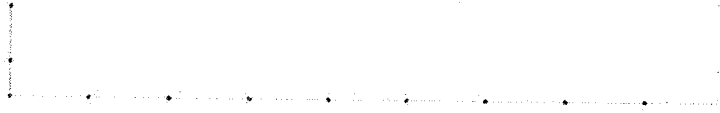


7) CASE7 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

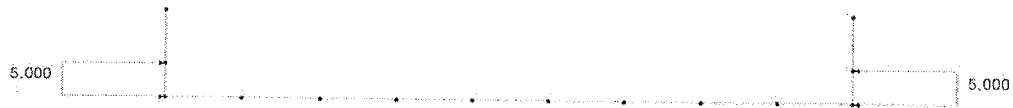


11. 하중 재하 (기능수행)

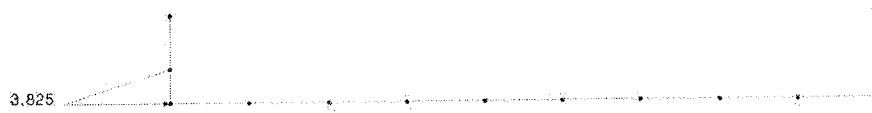
1) CASE1 - 구체 자중(SW)



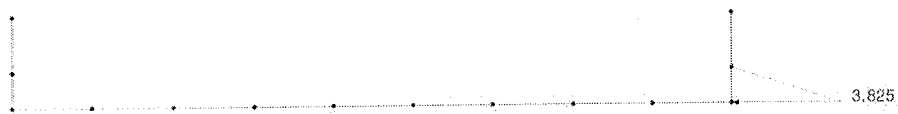
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



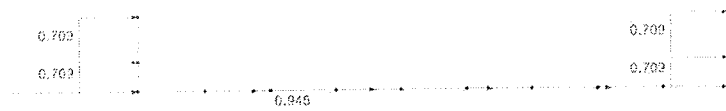
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



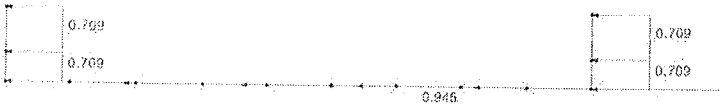
4) CASE4 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



5) CASE5 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)



6) CASE6 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

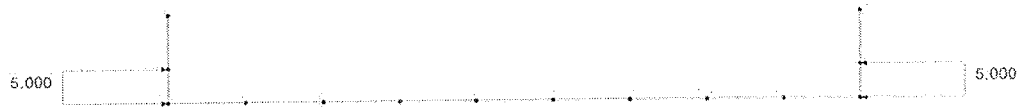


12. 하중 재하 (붕괴방지)

1) CASE1 - 구체자중(SW)



2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



4) CASE4 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



5) CASE5 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



6) CASE6 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 H_v 에 대한 보정계수

$h \leq 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.0$

$h > 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.05 - 0.025h (\geq 0.875) = 1.000$, $h = -0.700 \text{ m}$

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	1.200	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	●

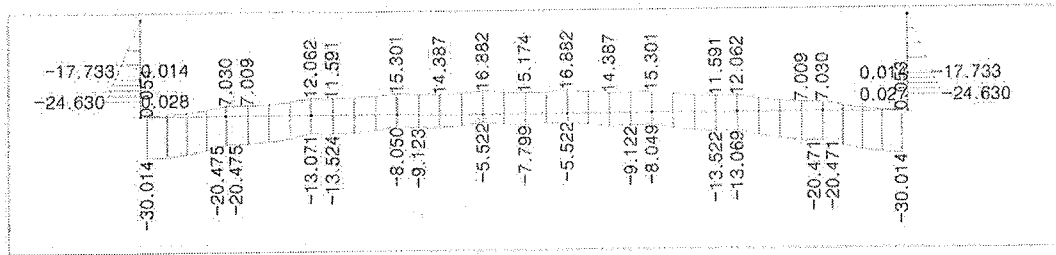
4) 지진시(기능수행수준)

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	●

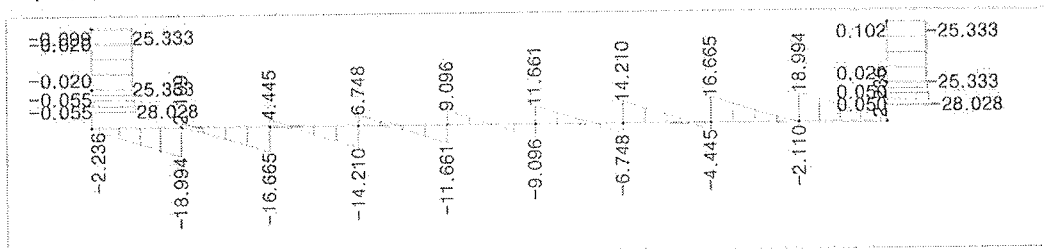
14. 단면력정리

14.1 상시

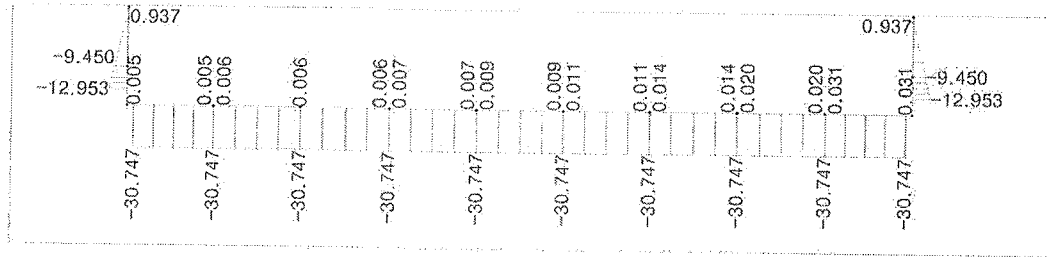
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



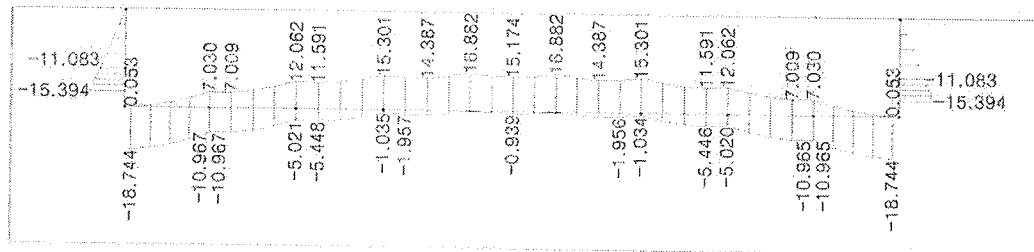
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

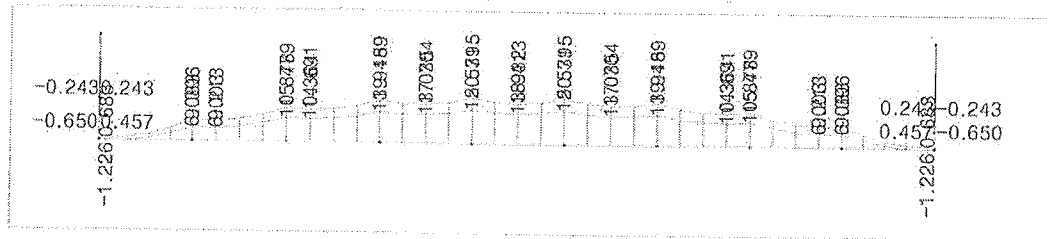


5) 단면력 정리

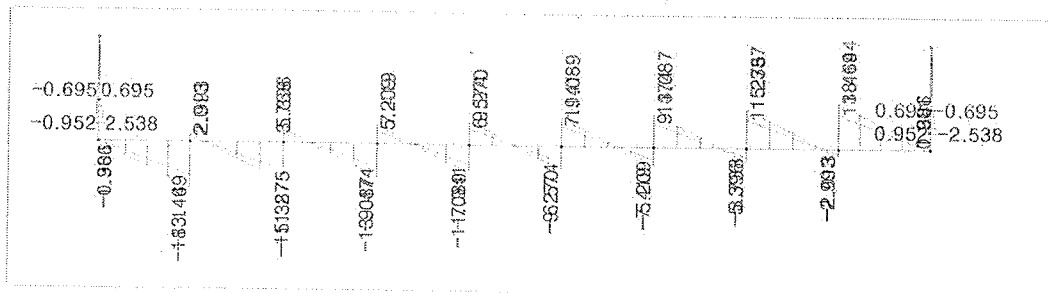
구분	위 치		계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고	
			모멘트	전단력	축력					
			kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	29.81	13.91	32.27	18.62	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	2	16.88	11.58	32.27	16.88	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	3	5.62	11.58	32.27	0.00	1000.00	600.00	
		우측	4	30.57	13.98	32.27	19.09	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	13.30	25.33	7.09	8.31	1000.00	450.00	
		하부	6	24.49	25.33	12.95	15.31	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	13.30	25.33	7.09	8.31	1000.00	450.00	
		하부	8	24.93	25.78	12.95	15.58	1000.00	450.00	

14.2 지진시(기능수행)

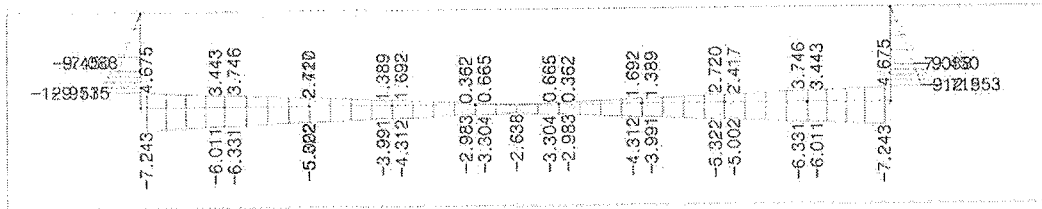
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

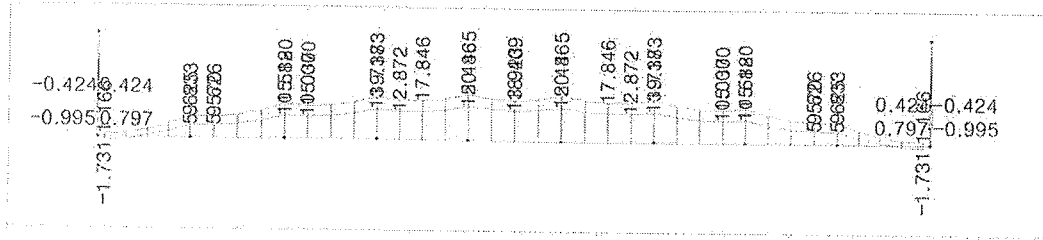


4) 단면력 정리

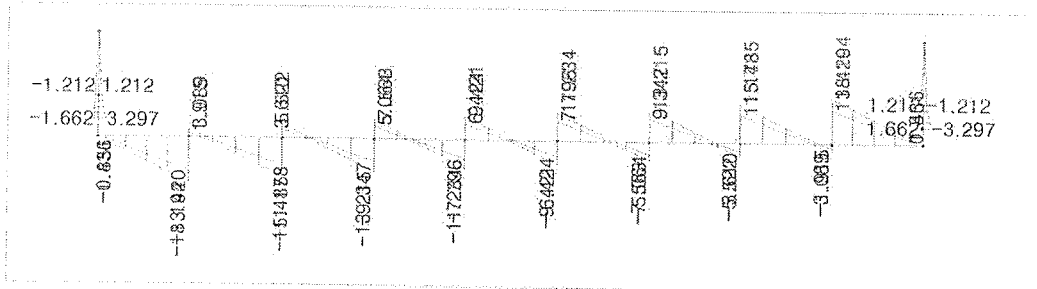
구분	위 치		계수하중			B	H	비고	
			모멘트	전단력	축력				
			kN.m	kN	kN	mm	mm		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1.10	13.07	7.49	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	2	20.77	11.04	3.30	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	3	0.00	11.04	3.30	1000.00	600.00	
		우측	4	1.57	13.11	7.67	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	0.14	0.52	7.09	1000.00	450.00	
		하부	6	0.56	0.61	12.95	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	0.14	0.52	7.09	1000.00	450.00	
		하부	8	0.84	0.89	12.95	1000.00	450.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

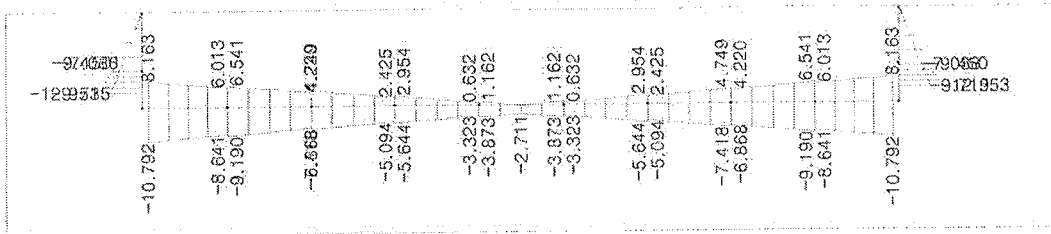
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	1.60	13.12	11.04	1000.00	600.00	
		중앙부 (상면)	2	20.84	11.18	3.65	1000.00	600.00	
		중앙부 (하면)	3	0.00	11.18	3.65	1000.00	600.00	
		우측	4	2.08	13.16	11.22	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	0.24	0.91	7.09	1000.00	450.00	
		하부	6	0.91	1.07	12.95	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	0.24	0.91	7.09	1000.00	450.00	
		하부	8	1.19	1.35	12.95	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	-29.81	-	-1.60	-1.10	-29.81	
		중앙부 (상면)	2	16.88	-	20.84	20.77	20.84	
		중앙부 (하면)	3	-5.62	-	-	-	-5.62	
		우측	4	-30.57	-	-2.08	-1.57	-30.57	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-13.30	-	-0.24	-0.14	-13.30	
		하부	6	-24.49	-	-0.91	-0.56	-24.49	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-13.30	-	-0.24	-0.14	-13.30	
		하부	8	-24.93	-	-1.19	-0.84	-24.93	

2) 전단력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-13.91	-	-13.12	-13.07	-13.91	
		중앙부 (상면)	2	-11.58	-	-11.18	-11.04	-11.58	
		중앙부 (하면)	3	-11.58	-	-11.18	-11.04	-11.58	
		우측	4	13.98	-	13.16	13.11	13.98	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	25.33	-	0.91	0.52	25.33	
		하부	6	25.33	-	1.07	0.61	25.33	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-25.33	-	-0.91	-0.52	-25.33	
		하부	8	-25.78	-	-1.35	-0.89	-25.78	

3) 축력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-32.27	-	-11.04	-7.49	-32.27	
		중앙부 (상면)	2	-32.27	-	-3.65	-3.30	-32.27	
		중앙부 (하면)	3	-32.27	-	-3.65	-3.30	-32.27	
		우측	4	-32.27	-	-11.22	-7.67	-32.27	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-7.09	-	-7.09	-7.09	-7.09	
		하부	6	-12.95	-	-12.95	-12.95	-12.95	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-7.09	-	-7.09	-7.09	-7.09	
		하부	8	-12.95	-	-12.95	-12.95	-12.95	

4) 사용모멘트

(kN.m)

4. 지진보강

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고	
			2D	3D	붕괴	기능			
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-18.62	-	-	-	-18.62	
		중앙부 (상면)	2	16.88	-	-	-	16.88	
		중앙부 (하면)	3	-	-	-	-	-	
		우측	4	-19.09	-	-	-	-19.09	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-8.31	-	-	-	-8.31	
		하부	6	-15.31	-	-	-	-15.31	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-8.31	-	-	-	-8.31	
		하부	8	-15.58	-	-	-	-15.58	

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	mm ²		mm ²		
하부슬래브	1 경간	좌측	1	1000	500	29.81	133.18	175.88	H16 - 4.0EA	794.40	4.47
		좌측(배수 구단면)	1	1000	346	24.88	64.57	300.7	H16 - 4.0EA	794.40	2.59
		중앙부 (상면)	2	1000	520	20.84	138.58	118.12	H16 - 4.0EA	794.40	6.65
		중앙부 (하면)	2	1000	500	5.62	133.18	33.07	H16 - 4.0EA	794.40	23.71
		우측	3	1000	500	30.57	133.18	180.37	H16 - 4.0EA	794.40	4.36
좌측벽체	1 층	중앙부	4	1000	350	13.30	92.66	112.08	H16 - 4.0EA	794.40	6.97
		하부	5	1000	350	24.49	92.66	206.85	H16 - 4.0EA	794.40	3.78
우측벽체	1 층	중앙부	6	1000	350	13.30	92.66	112.08	H16 - 4.0EA	794.40	6.97
		하부	7	1000	350	24.93	92.66	210.62	H16 - 4.0EA	794.40	3.72

(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	1 경간	좌측	1	324.8	13.9	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		좌측 (배수구단면)	1	159.8	14.0	206.53	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		중앙부	2	337.8	11.6	387.16	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
		우측	3	324.8	14.0	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	0.K
좌측벽체	1 층	중앙부	4	227.3	25.3	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	0.K
		하부	5	227.3	25.3	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	0.K
우측벽체	1 층	중앙부	6	227.3	25.3	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	0.K
		하부	7	227.3	25.8	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	0.K

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	29.81	13.91

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (500.00 - 16.289) / 16.289 = 0.08909$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 175.875 \text{ mm}^2$$

$$* \text{ 사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100.0 mm)}, [\text{사용률} = 4.517]$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00159$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (500.00 - a/2) = 133.178 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 29.807 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 4.468]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 500.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 500.00 = 324.760 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 13.910 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	346.0	246.0	100.0	24.9	14.0

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (246.00 - 16.289) / 16.289 = 0.04231$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 300.717 \text{ mm}^2$$

$$* \text{ 사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률} = 2.642]$$

$$1\text{단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm}^2 \text{)}$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\text{수축온도철근비} = 0.00200$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00323$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_{s(req)} \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (246.00 - a/2) = 64.574 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 24.884 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 2.595]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 246.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 246.00 = 159.782 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 13.953 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	520.00	80.00	20.84	11.58

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (520.00 - 16.289) / 16.289 = 0.09277$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 118.125 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 6.725]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00153$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (520.00 - a/2) = 138.580 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 20.843 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 6.649]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 520.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 520.00 = 337.750 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 11.581 \text{ kN}) , \text{전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	5.62	11.58

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (500.00 - 16.289) / 16.289 = 0.08909$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 33.066 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 24.025]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00159$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (500.00 - a/2) = 133.178 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 5.618 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 23.706]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 500.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 500.00 = 324.760 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 11.581 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	500.00	100.00	30.57	13.98

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (500.00 - 16.289) / 16.289 = 0.08909$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 180.373 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 4.404]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00159$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (500.00 - a/2) = 133.178 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 30.567 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 4.357]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 500.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 500.00 = 324.760 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 13.975 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 좌측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	13.30	25.33

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 112.075 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 7.088]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times \rho_b = 0.714 \times k_1 \times \phi_x (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00227$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 횡에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (350.00 - a/2) = 92.664 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 13.300 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 6.967]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 350.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 350.00 = 227.332 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 25.333 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 좌측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	24.49	25.33

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{M_u}{\phi} - \frac{f_y \times d \times A_s}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} + \frac{A_s^2 \times f_y \times d}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} = 0, A_s = 206.850 \text{ mm}^2$$

$$* \text{ 사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률} = 3.840]$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA } (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00227$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_{s(req)} \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (350.00 - a/2) = 92.664 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 24.488 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 3.784]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 350.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 350.00 = 227.332 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 25.333 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 우측벽체 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	13.30	25.33

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 112.075 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 7.088]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00227$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 횡에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (350.00 - a/2) = 92.664 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 13.300 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 6.967]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 350.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 350.00 = 227.332 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 25.333 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 우측벽체 하부

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	350.00	100.00	24.93	25.78

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm, } c = 13.846 / \beta_1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 210.623 \text{ mm}^2$$

$$* \text{ 사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100.0 mm)}, [\text{사용률} = 3.772]$$

$$1\text{단} : H16 - 4.0 \text{ EA} (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00227$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 횡에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (350.00 - a/2) = 92.664 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 24.933 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 3.717]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 350.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 350.00 = 227.332 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 25.783 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 600 \times 0.0020 = 1200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= H13 - 10EA = 1267.000 \text{ mm}^2 \geq 1200.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 600 \times 1000 = 900.0 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800) \\ \therefore 900.0 \text{ mm}^2 &\leq 1267.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 하부슬래브 : 1경간(좌측)-배수구단면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 346 \times 0.0020 = 692.0 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= H13 - 10EA = 1267.000 \text{ mm}^2 \geq 692.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 346 \times 1000 = 519.00 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800) \\ \therefore 519.00 \text{ mm}^2 &\leq 1267.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 하부슬래브 : 중앙부_상면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 600 \times 0.0020 = 1200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= H13 - 10EA = 1267.000 \text{ mm}^2 \geq 1200.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 600 \times 1000 = 900.0 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800) \\ \therefore 900.0 \text{ mm}^2 &\leq 1267.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 하부슬래브 : 중앙부_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 600 \times 0.0020 = 1200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= H13 - 10EA = 1267.000 \text{ mm}^2 \geq 1200.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 600 \times 1000 = 900.0 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800) \\ \therefore 900.0 \text{ mm}^2 &\leq 1267.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

5) 하부슬래브 : 1경간(우측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 600 \times 0.0020 = 1200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= H13 - 10EA = 1267.000 \text{ mm}^2 \geq 1200.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 600 \times 1000 = 900.0 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800) \\ \therefore 900.0 \text{ mm}^2 &\leq 1267.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

6) 좌측벽체 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 450 \times 0.0020 = 900.00 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 7.5\text{EA} = 950.250 \text{ mm}^2 \geq 900.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 450 \times 1000 = 675.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 675.0 \text{ mm}^2 &\leq 950.3 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

7) 좌측벽체 : 하부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 450 \times 0.0020 = 900.00 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 7.5\text{EA} = 950.250 \text{ mm}^2 \geq 900.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 450 \times 1000 = 675.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 675.0 \text{ mm}^2 &\leq 950.3 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

8) 우측벽체 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 450 \times 0.0020 = 900.00 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 7.5\text{EA} = 950.250 \text{ mm}^2 \geq 900.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 450 \times 1000 = 675.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 675.0 \text{ mm}^2 &\leq 950.3 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

9) 우측벽체 : 하부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 450 \times 0.0020 = 900.00 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H13} - 7.5\text{EA} = 950.250 \text{ mm}^2 \geq 900.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

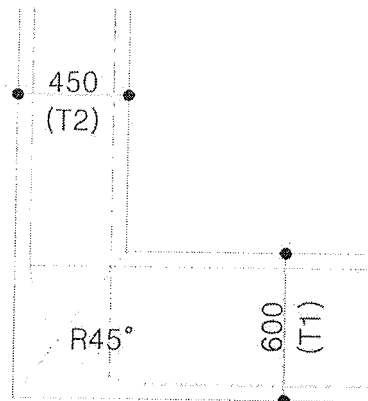
② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 450 \times 1000 = 675.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 675.0 \text{ mm}^2 &\leq 950.3 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 18.744 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 18.744 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T_1^2 + T_2^2)} = 750.000 \text{ mm}$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$f_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 18.74 \times 10^6}{750.000^2 \times 1000} = 0.167 \text{ MPa} < 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm^2

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

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

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

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 52755.000 / (794.400 \times 520.000 \times 0.955) = 0.134 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 } Th1 = f_s \times A_s = 0.134 \times 794.400 = 106.267 \text{ N}$$

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm^2

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

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

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

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 52755.000 / (794.400 \times 370.000 \times 0.947) = 0.190 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 } Th2 = f_s \times A_s = 0.190 \times 794.400 = 150.561 \text{ N}$$

- 보강철근량 산정

$$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = f_{sa} \times A_s T \quad : \text{대각선 방향의 인장력}$$

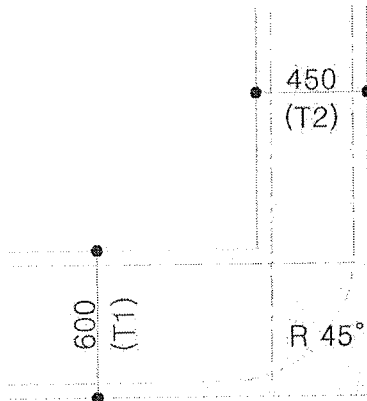
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$$A_s = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / f_{sa} = \sqrt{(106.267^2 + 150.561^2)} / 180.0$$

$$A_s = 1.024 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} : H16 @ 1000, 2EA = 397.200 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 18.744 \text{ kN.m}$
- 절정부 휨모멘트 : $M_o = 18.744 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T_1^2 + T_2^2)} = 750.000 \text{ mm}$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절정부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 18.74 \times 10^6}{750.000^2 \times 1000} = 0.167 \text{ MPa} < 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

∴ 절정부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm^2

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

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

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

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 52755.000 / (794.400 \times 520.000 \times 0.955) = 0.134 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 } Th1 = f_s \times A_s = 0.134 \times 794.400 = 106.267 \text{ N}$$

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm^2

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

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

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

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 52755.000 / (794.400 \times 370.000 \times 0.947) = 0.190 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 } Th2 = f_s \times A_s = 0.190 \times 794.400 = 150.561 \text{ N}$$

- 보강철근량 산정

$$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = f_{sa} \times A_s T \quad : \text{대각선 방향의 인장력}$$

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$$A_s = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / f_{sa} = \sqrt{(106.267^2 + 150.561^2)} / 180.0$$

$$A_s = 1.024 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} : H16 @ 1000, 2EA = 397.200 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 250 mm)

0.1.0. 230

구분	부재 위치		유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F	
하부슬래브	1 경간	좌측	1	500	H16 - 4.0EA	250	1282.251	0.K	5.13
		좌측(배수 구단면)	1	346	H16 - 4.0EA	250	756.100	0.K	3.02
		중앙부 (상면)	2	520	H16 - 4.0EA	250	1471.696	0.K	5.89
		중앙부 (하면)	2	500	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측	3	500	H16 - 4.0EA	250	1250.352	0.K	5.00
좌측벽체	1 층	중앙부	4	350	H16 - 4.0EA	250	1992.745	0.K	7.97
		하부	5	350	H16 - 4.0EA	250	1082.265	0.K	4.33
우측벽체	1 층	중앙부	6	350	H16 - 4.0EA	250	1992.745	0.K	7.97
		하부	7	350	H16 - 4.0EA	250	1062.979	0.K	4.25

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 18.615 \times 1000000 / [794.400 \times (500.000 - 69.217/3)]$$

$$= 49.132 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 500.0)/(7 \times 794.400)]}$$

$$= 69.217 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100.0 mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 종심간격

$$C_c = 100.00 - 16/2 = 92.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 49.13) - 2.5 \times 92.00 = 1372.81 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 49.13) = 1282.25 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1282.25 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 1282.25 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

2) 하부슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 14.612 \times 1000000 / [794.400 \times (246.000 - 47.040/3)] \\ = 79.862 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 246.0)/(7 \times 794.400)]} \\ = 47.040 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 16/2 = 92.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 79.86) - 2.5 \times 92.00 = 756.08 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 79.86) = 788.86 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 756.08 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 756.08 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 16.882 \times 1000000 / [794.400 \times (520.000 - 70.690/3)] \\ = 42.808 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 520.0)/(7 \times 794.400)]} \\ = 70.690 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 16/2 = 72.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 42.81) - 2.5 \times 72.00 = 1659.62 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 42.81) = 1471.70 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1471.70 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 1471.70 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 19.090 \times 1000000 / [794.400 \times (500.000 - 69.217/3)] \\ = 50.386 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 500.0)/(7 \times 794.400)]} \\ = 69.217 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 100.0 \text{ mm}) \\ 1\text{단 : H16 - } 4.0 \text{ EA } (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 16/2 = 92.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 50.39) - 2.5 \times 92.00 = 1332.94 \text{ mm} \\ 300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 50.39) = 1250.35 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1250.35 mm를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 1250.35 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

5) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 8.312 \times 1000000 / [794.400 \times (350.000 - 57.077/3)] \\ = 31.615 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 350.0)/(7 \times 794.400)]} \\ = 57.077 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 100.0 \text{ mm}) \\ 1\text{단 : H16 - } 4.0 \text{ EA } (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 16/2 = 92.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 31.61) - 2.5 \times 92.00 = 2260.93 \text{ mm} \\ 300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 31.61) = 1992.74 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1992.74 mm를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 1992.74 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

6) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 15.305 \times 1000000 / [794.400 \times (350.000 - 57.077/3)]$$

$$= 58.211 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 350.0)/(7 \times 794.400)]}$$

$$= 57.077 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 16/2 = 92.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 58.21) - 2.5 \times 92.00 = 1122.83 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 58.21) = 1082.26 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1082.26 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 1082.26 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 8.312 \times 1000000 / [794.400 \times (350.000 - 57.077/3)]$$

$$= 31.615 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 350.0)/(7 \times 794.400)]}$$

$$= 57.077 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 16/2 = 92.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 31.61) - 2.5 \times 92.00 = 2260.93 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 31.61) = 1992.74 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1992.74 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 1992.74 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8) 우측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 15.583 \times 1000000 / [794.400 \times (350.000 - 57.077/3)] \\ = 59.267 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 350.0)/(7 \times 794.400)]} \\ = 57.077 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 16/2 = 92.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 59.27) - 2.5 \times 92.00 = 1098.72 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 59.27) = 1062.98 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1062.98 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 1062.98 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

19. 기초 지지력 검토

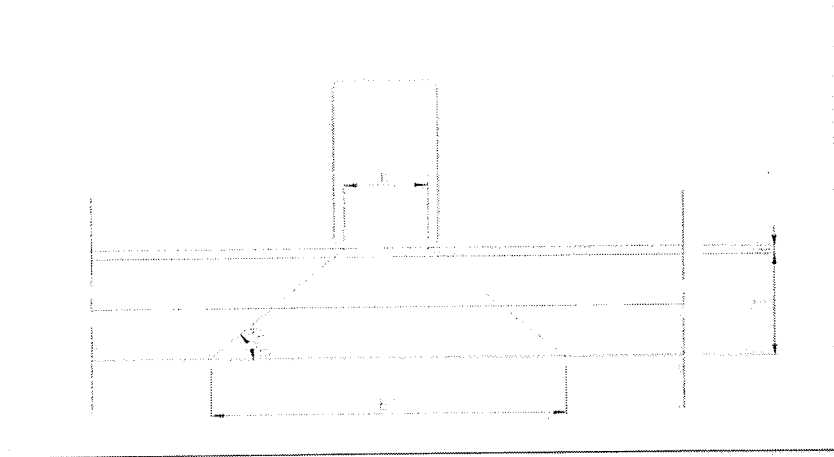
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = $161.558 / 9.500 = 17.006 \text{ kN/m}^2$
- 암거아스콘포장 = $0.08 \times 23.00 = 1.840 \text{ kN/m}^2$

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

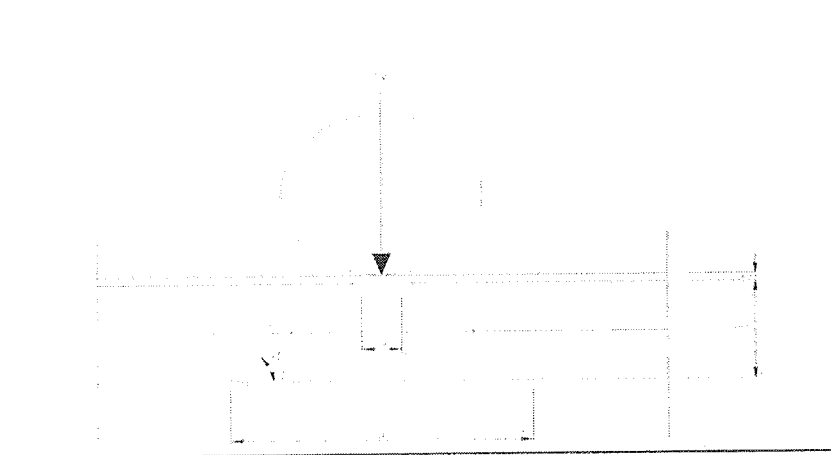


$$t = 80 \text{ mm} \text{ (암거내부 포장두께)}$$

$$T = 600 \text{ mm} \text{ (하부 슬래브 두께)}$$

$$b' = 0.500 + 2 \times (0.600 + 0.080) \times \cot 45^\circ$$

$$= 1.860 \text{ m}$$



$$a' = 0.200 + 2 \times (0.600 + 0.080) \times \cot 45^\circ$$

$$= 1.560 \text{ m}$$

$$Q_z = 96.0 / (1.860 \times 1.560) = 33.085 \text{ kN/m}^2$$

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= 17.01 + 1.84 + 33.09 \\ &= 51.931 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2) 지반의 허용연직지지력

$$Q_a = 159.40 \text{ kN/m}^2 \geq Q_{\max} = 51.93 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	9.500	×	0.600	×	25.000	=	142.500	kN/m		
- 벽체	:	0.450	×	0.887	×	25.000	×	2	= 19.958 kN/m		
	:	0.000	×	0.187	×	25.000	/	2	×	2	= 0.000 kN/m
- 현차	:	0.200	×	2	×	25.000	=	10.000	kN/m		
- 포장	:	7.400	×	0.080	×	23.000	=	13.616	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	×	-0.813	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-0.813	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
								∴ ∑	=	186.074	kN/m

(2) 측면마찰력

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

※ 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

$$\begin{aligned} F1 &= K_u \times \gamma_t \times D1^2 \times \tan \delta \\ &= 1.000 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(0 \times 2/3) \\ &= 0.000 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F2 &= K_u \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma_t + D2^2 \times \gamma_{sub}) \times \tan \delta \\ &= 1.000 \times (2 \times 1.000 \times 10.000 \times -0.813 + 10.000^2 \times -0.813) \times \tan(0 \times 2/3) \\ &= 0.000 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \sum = 0.000 + 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 186.074 + 0.000 = 186.074 \text{ kN/m}$$

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -11.6 m (보링주상도 NBB-8 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	: 9.500 × 0.600 × 25.000	= 142.500 kN/m
- 벽체	: 0.450 × 0.887 × 25.000 × 2	= 19.958 kN/m
	: 0.000 × 0.187 × 25.000 / 2 × 2	= 0.000 kN/m
- 현치	: 0.200 × 2 × 25.000	= 10.000 kN/m
- 포장	: 7.400 × 0.080 × 23.000	= 13.616 kN/m
- 전단키	: 0.000 × 0.000 × 25.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 토사(수위 이상)	: 0.000 × 11.600 × 19.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 토사(수위 이하)	: 0.000 × -11.413 × 10.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 수직수압	: 0.000 × -11.413 × 10.000 × 2	= 0.000 kN/m
∴ Σ		= 186.074 kN/m

(2) 측면마찰력

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

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

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

① 지하수위 이상

$$\begin{aligned} F1 &= K_u \times \gamma_t \times D1^2 \times \tan \delta \\ &= 1.000 \times 19.000 \times 11.600^2 \times \tan(0 \times 2/3) \\ &= 0.000 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F2 &= K_u \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma_t + D2^2 \times \gamma_{\text{sub}}) \times \tan \delta \\ &= 1.000 \times (2 \times 11.600 \times -11.413 \times 19.000 + -11.413^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3) \\ &= 0.000 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Sigma = 0.000 + 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 186.074 + 0.000 = 186.074 \text{ kN/m}$$

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

■ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 $F_s = 1.1 (R/B)$

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

$$H = \frac{142.500}{9.500 \times 10.000 \times 1.100} = 1.364 \text{ m}$$

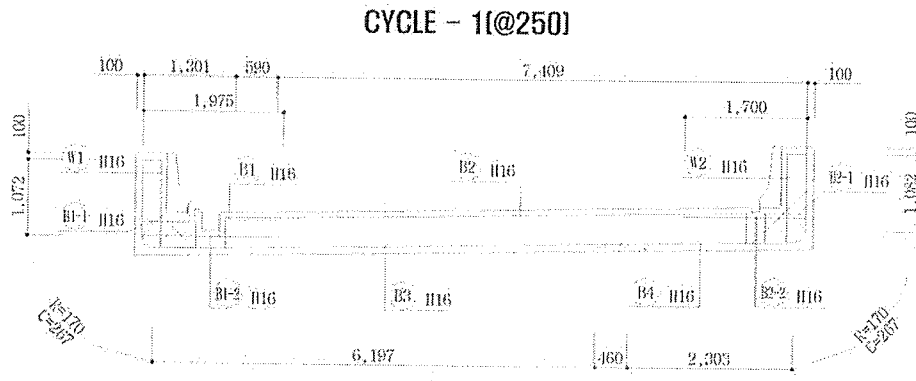
∴ 구조물 저면으로 부터 1.364 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

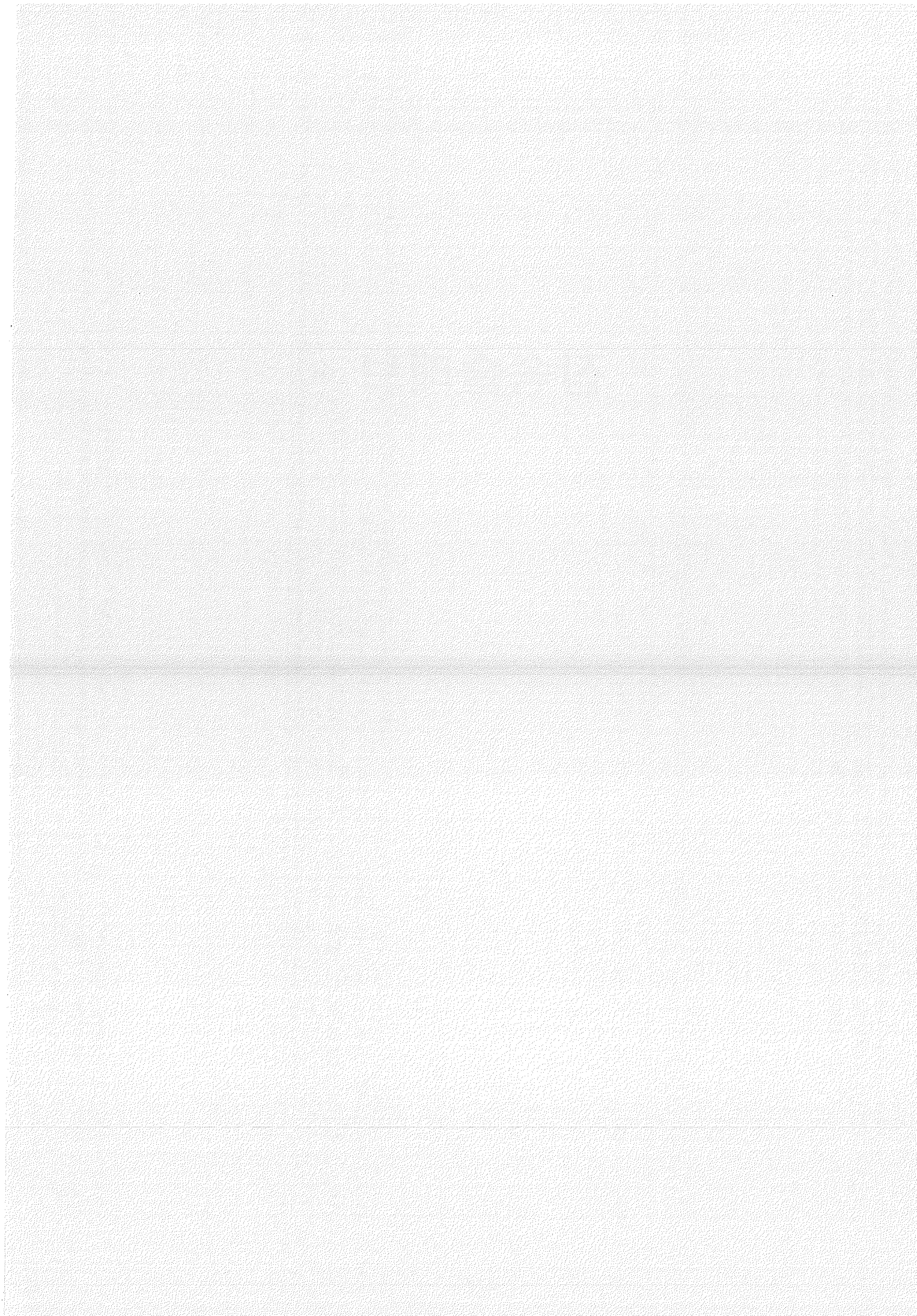
$$H = \frac{172.458}{9.500 \times 10.000 \times 1.100} = 1.650 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.650 m 이하유지

20. 주철근 조립도

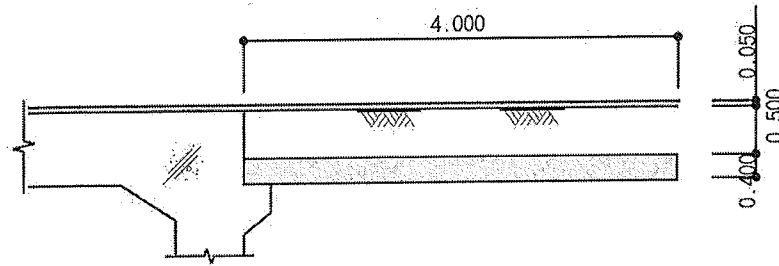


접속슬래브



접속 슬래브 설계

(1) 단면가정 및 설계조건



$$\begin{aligned} \gamma_a &= 23.000 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{아스콘 표층의 단위중량}) \\ \gamma_s &= 19.000 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{포장층의 단위중량}) \\ \gamma_c &= 25.000 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{철근 콘크리트의 단위중량}) \end{aligned}$$

1) 접속슬래브 설계 지간

∴ 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 한 단순보로 계산하여도 좋다.

$$L_p = 0.7 \times 4.000 = 2.800 \text{ m}$$

2) 고정하중에 의한 단면력

① 등분포 고정하중

$$\begin{aligned} W_1 &= 0.050 \times 23.00 = 1.150 \text{ kN} \quad : \text{접속판 위 포장} \\ W_2 &= 0.500 \times 19.00 = 9.500 \text{ kN} \quad : \text{접속판 위 포장층} \\ W_3 &= 0.400 \times 25.00 = 10.000 \text{ kN} \quad : \text{접속판 자중} \end{aligned}$$

② 고정하중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_d &= (1.150 + 9.500 + 10.000) \times 2.800 / 2 = 28.910 \text{ kN} \\ M_d &= (1.150 + 9.500 + 10.000) \times 2.800^2 / 8 = 20.237 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

3) 활하중에 의한 단면력 (DB - 24 하중을 재하한다)

③ 활하중에 의한 단면력

$$i = 15 / (40 + L) \leq 0.3 \quad i = 0.300$$

$$\begin{aligned} P &= 2 \times 96.000 \times (1 + i) / \{ 3 \times (0.2 + 2D) \} \\ &= 2 \times 96.000 \times (1 + 0.300) / \{ 3 \times (0.2 + 2 \times 0.550) \} \\ &= 64.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_l &= P / 2 = 32.000 \text{ kN} \\ M_l &= P \times L / 4 / E = 44.800 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

4) 하중 조합

구 분	사용하중			계수하중		
	계수	V_o (kN)	M_o (kN·m)	계수	V_u (kN)	M_u (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	$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$	부재폭	$b_w = 1000 \text{ mm}$
인장철근항복강도	$f_y = 300 \text{ MPa}$	부재의 총두께	$h = 400 \text{ mm}$
전단철근항복강도	$f_{ys} = 300 \text{ MPa}$	유효높이	$d = 300 \text{ mm}$
계수 모멘트	$M_u = 122.628 \text{ kN} \cdot \text{m}$	휨강도 감소계수	$\phi_i = 0.85$
계수 전단력	$V_u = 106.383 \text{ kN}$	전단강도 감소계수	$\phi_s = 0.75$
콘크리트 피복	$d' = 100 \text{ mm}$	유효깊이계수	$\beta_1 = 0.85$

$$T = A_s \cdot f_y = 2292.000 \times 300 = 687600$$

$$C = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot b = 0.85 \times 24 \times a \times 1000 = 20400 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 33.706 \text{ mm}, c = a / \beta = 33.706 \div 0.85 = 39.654 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300 \div 200000 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (d_t - c) / c = 0.003 \times (300 - 39.654) / 39.654 = 0.0197$$

$\epsilon_t \geq 0.005$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

OK

$$a = \phi \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) \dots ①$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y (d - a / 2) \dots ② \quad ①을 ②에 대입하면$$

$$f_y^2 / (1.7 \cdot f_{ck} \cdot b) A_s^2 - d \cdot f_y \cdot A_s + \rightarrow A_s^2 + B \cdot A_s + C = \dots ③$$

③을 근의공식에 대입하여 A_s 를 구한다.

여기서,

$$A = f_y^2 / (1.7 \cdot f_{ck} \cdot b) = 2.2058824$$

$$B = -d \cdot f_y = -90000$$

$$C = M_u / \phi = 144268353 \quad A_{s, req} = 1671.456 \text{ mm}^2$$

① 최소 철근량

$$\text{균형철근비 } (\rho_b) = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_{ck} / f_y \cdot 600 / (600 + 600) = 0.0385333$$

$$\text{최대철근비 } (\rho_{max}) = 0.714 \cdot \rho_b = 0.0275128$$

$$\text{최소철근비 } (\rho_{min}) = \text{MAX} [(0.25 \cdot \sqrt{f_{ck} / f_y}), (1.4 \cdot f_{ck} / f_y)] = 0.0046667$$

$$\text{최소 철근 } A_{smin1} = (1.4 / f_y) \cdot b \cdot d = 1400 \text{ mm}^2$$

$$\text{온도 철근 } A_{smin2} = 0.002 \cdot b \cdot d = 600 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{최소철근 } A_{smin} = 1671.46 \text{ mm}^2$$

$$4/3 \cdot A_s = 2228.61 \text{ mm}^2$$

② 사용 철근량

$$\begin{array}{lcl} \text{사용 철근량 } A_{s, use} & \begin{array}{l} 1\text{단} = 0.19 @ 125 = 2292 \text{ mm}^2 \\ 2\text{단} = 0 @ 125 = 0 \text{ mm}^2 \end{array} & \therefore \text{총 사용 철근량} = 2292 \text{ mm}^2 \end{array}$$

$$\text{사용철근비 } (\rho) = A_s / b \cdot d = 0.00764$$

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

③ 공칭모멘트 검토

$$a = f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 33.706 \text{ mm}$$

$$\phi \cdot M_n = A_s \cdot f_y (d - a / 2) = 1.655E+08 \text{ N} \cdot \text{mm} = 165.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n = 165.49 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 122.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

OK

④ 전단에 대한 검토

$$\phi V_c = 0.8 \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 195.96 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 195.96 \text{ kN} > V_u = 106.38 \text{ kN} \quad \therefore \phi V_c > V_u \text{ 이므로 전단보강 불필요}$$

(3) 사용성 검토

설계기준강도	$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$	부재폭	$b_w = 1000 \text{ mm}$
철근탄성계수	$E_s = 200000 \text{ MPa}$	부재의 총두께	$h = 400 \text{ mm}$
콘크리트탄성계수	$E_c = 26986 \text{ MPa}$	유효높이	$d = 300 \text{ mm}$
탄성계수비	$n = 7.41$	사용철근량	$A_s = 2292 \text{ mm}^2$
콘크리트 피복	$d' = 100 \text{ mm}$	사용하중모멘트	$M_o = 65.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$

· 주철근응력의 제한에 의한 검토

$$\begin{aligned}
 M_o &= 65.04 \text{ kN} \cdot \text{m} = 6.504 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm} \\
 \rho &= A_s / (b \cdot d) = 0.00764 \\
 k &= \rho + \sqrt{2n \cdot \rho + (n \cdot \rho)^2} = 0.2846, \quad j = 1 - k / 3 = 0.9051 \\
 \therefore f_s &= M_o / (\rho \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 104.50 \text{ MPa} < 0.6 f_y = 180 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

· 철근 중심간격에 의한 균열검토

$$\begin{aligned}
 C_c &= \text{피복두께} - \text{사용철근지름} / 2 = 90.5 \\
 s &= 375 \cdot (210 / f_s) - 2.5 \cdot C_c = 527.34 \\
 s &= 300 \cdot (210 / f_s) = 602.87 \quad \text{MIN} \rightarrow 527.34 \\
 \therefore s &= 527.34 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \quad \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

· 사용하중에 의한 균열폭 계산

$$\begin{aligned}
 A &= 2 \cdot d' \cdot b / N = 25000 \text{ mm}^2, \quad y_1 = h - k \cdot d - d' = 214.61229 \text{ mm} \\
 R &= y_2 / y_1 = 1.466, \quad y_2 = 1 - k \cdot d = 314.61229 \text{ mm} \\
 w &= 0.08 \cdot R \cdot f_s \cdot \sqrt[3]{(d' \cdot A)} \cdot 10 = 0.22455 \text{ mm} \\
 w_a &= 0.006, \quad t_c = 0.006 \times 90.5 = 0.54 \text{ mm} \\
 w_a &= 0.40 \text{ mm} \quad \text{MAX} \rightarrow 0.54 \\
 \therefore w &= 0.22 \text{ mm} < w_a = 0.54 \text{ mm} \quad \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

(4) 철근 배치

- 압축측 주철근

$$\begin{aligned}
 \text{사용철근량} &: 0 \text{ } 19 \text{ @ } 250 = 1146 \text{ mm}^2 \\
 &\quad 0 \text{ } 0 \text{ @ } 0 = 0 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{총 사용 철근량} = 1146 \text{ mm}^2 \geq \text{인장주철근}/3 (= 764 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K.}$$

- 인장철근측의 배력철근

$$\begin{aligned}
 \text{사용철근량} &: 0 \text{ } 13 \text{ @ } 150 = 844.67 \text{ mm}^2 \\
 &\quad 0 \text{ } 0 \text{ @ } 0 = 0 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

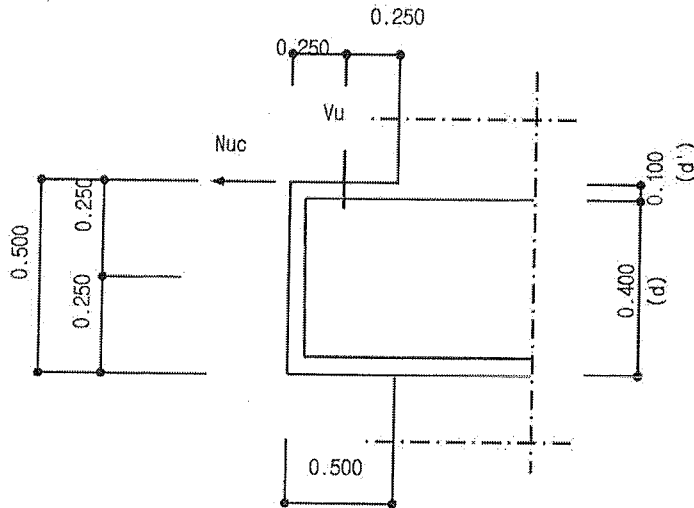
$$\therefore \text{총 사용 철근량} = 844.67 \text{ mm}^2 \geq \text{인장주철근}/4 (= 573 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K.}$$

- 압축철근측의 배력철근

$$\begin{aligned}
 \text{사용철근량} &: 0 \text{ } 13 \text{ @ } 150 = 844.67 \text{ mm}^2 \\
 &\quad 0 \text{ } 0 \text{ @ } 0 = 0 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{총 사용 철근량} = 844.67 \text{ mm}^2 \geq \text{인장측 배력철근}/2 (= 422 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K.}$$

14.2 BRACKET 설계



* 점속슬래브와 BRACKET의 연결은
Dowel-BAR에 의한 'HINGE' 연결로
점속 슬래브의 반력을 외력으로 설계.

(1) 전제 조건

① $a_v / d \leq 1.0$
 $\therefore 0.250 / 0.400 = 0.625 \leq 1.0 \quad \therefore \text{Bracket으로 설계}$

② 지압면의 외단에서 길이는 $0.5d$ 이상
 $\therefore 0.250 \text{ mm} \geq 0.5 \times 0.400 = 0.200 \quad \text{OK}$

③ 모든 강도 감소계수 $\rightarrow \phi = 0.80$

④ $V_u = \phi V_n$

(2) 작용하중 산정 (점속슬래브 계산 참조)

· 자중 : $V_{sw} = 0.500 \times 0.500 \times 25.000 = 6.250 \text{ kN}$
 · 고정하중 : $V_{sd} = 6.250 + 28.910 = 35.160 \text{ kN}$
 · 활하중 (DB-24) : $V_l = 32.000 \text{ kN}$
 · 계수전단력 : $V_u = 1.3 D + 2.15 L = 114.508 \text{ kN}$

(3) 전단 강도에 의한 철근량 계산

① 단면제원 및 설계조건

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

② 설계 단면력 산정

$V_u = 114.508 \text{ kN}$
 $N_{uc} = 0.2 \times 114.508 = 22.902 \text{ kN}$
 $M_u = V_u \cdot a_v + N_{uc} \cdot (h - d) = 30.917 \text{ kN} \cdot \text{m}$

③ 전단마찰철근 (A_{vf}) 의 설계

전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우,

$V_n, \max \leq \min(0.2 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d, 5.6 \cdot b \cdot d)$
 $\leq \min(1920.000, 2240.000) = 1920.000 \text{ kN}$

$\phi \cdot V_n, \max = 0.80 \times 1920.000$
 $= 1536.000 \text{ kN} \geq V_u (= 114.508 \text{ kN}) \quad \text{OK}$

$A_{vf} = V_u / (\phi \cdot f_y \cdot \mu) = 341 \text{ mm}^2 \quad (\mu = 1.4 \cdot \lambda, \lambda = 1.0 : \text{일체로 친 콘크리트})$

④ 휨모멘트 철근 (A_f) 의 설계

$$M_u = 30.917 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \phi = A_s \cdot f_y \cdot (d - a) \dots ① \quad a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \dots ②$$

$$f_y^2 / (1.7 \cdot f_{ck} \cdot b) A_s^2 - d \cdot f_y \cdot A_s + M_u / \phi = 0 \rightarrow A_s^2 + B \cdot A_s + C = 0 \dots ③$$

③을 근의공식에 대입하여 A_s 를 구한다.

여기서,

$$A = f_y^2 / (1.7 \cdot f_{ck}) = 2.2058824$$

$$B = -d \cdot f_y = -120000$$

$$C = M_u / \phi = 38646450$$

$$A_f = 323.9832564 \text{ mm}^2 \text{ (계산에 의한 요구량)}$$

⑤ 수평인장철근 (A_n) 의 설계

$$N_{uc} = 22.902 \text{ kN}$$

$$A_n = N_{uc} / (\phi \cdot f_y) = 95 \text{ mm}^2$$

⑥ 주인장철근 (A_s) 의 산정

주인장철근의 단면적은 ($A_f + A_n$) 과 ($2 \cdot A_{vf} / 3 + A_n$) 중 큰 값을 취함.

$$A_{s, req} = \text{Max} (419, 323) = 419 \text{ mm}^2$$

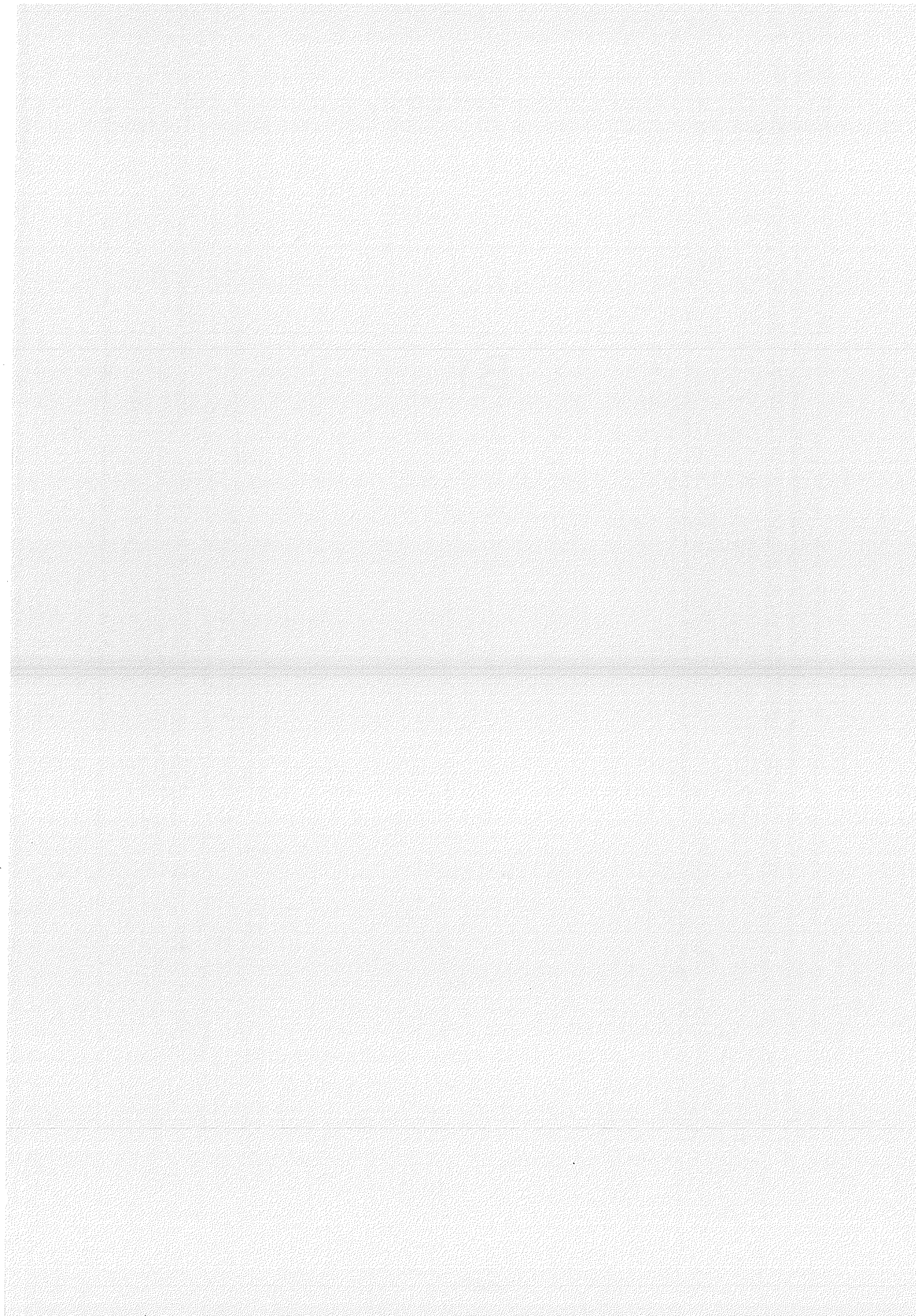
$$A_{s, min} = 0.04 \cdot (f_{ck} / f_y) \cdot b \cdot l = 1,280 \text{ mm}^2 \quad \text{MAX} (1,280 \text{ mm}^2)$$

$$\text{사용 철근량 } A_{s, use} = D 16 @ 125 = 1588.8 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{총 사용 철근량} = 1588.8 \text{ mm}^2 \geq 1,280 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

4.2 BOX

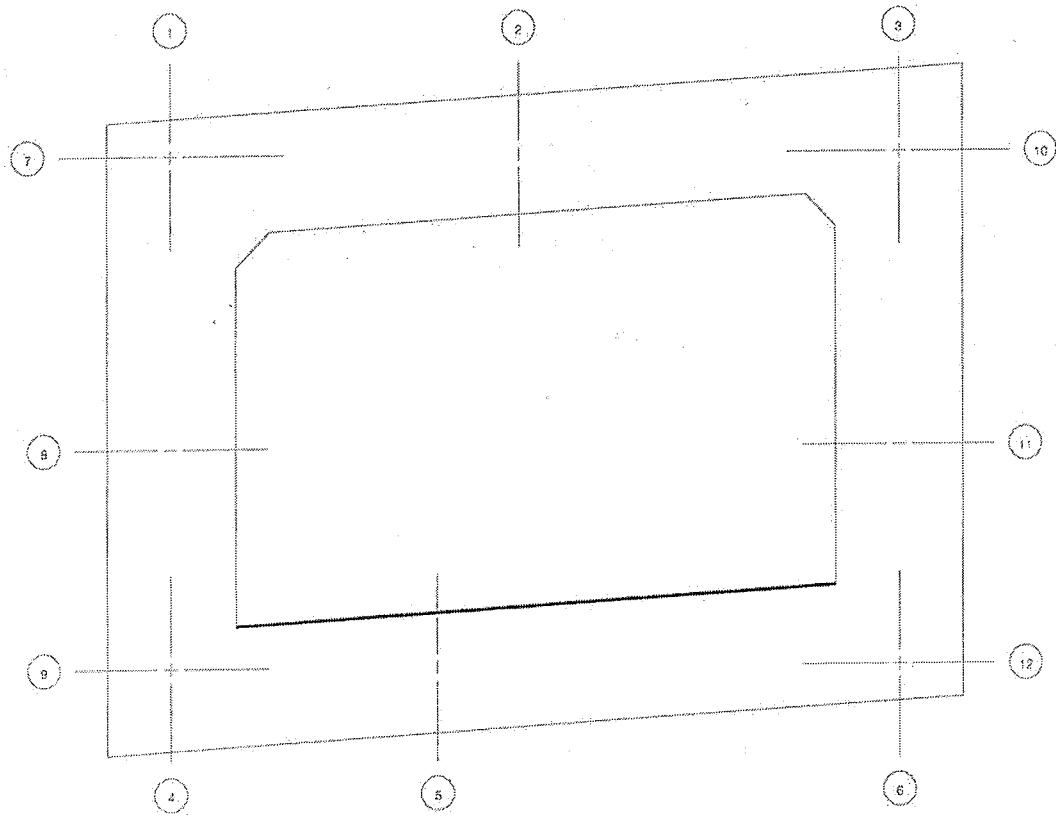
B1



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	mm²		mm²		
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1000	1817	4922.52	6035.60	8300.02	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.23
		좌측 (하면)	1	1000	1720	2031.29	3262.66	2575.70	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.61
		중앙부	2	1000	1675	5024.91	6154.90	9268.77	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.80	1.22
		우측 (상면)	3	1000	1817	4829.32	6035.60	8136.20	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.25
		우측 (하면)	3	1000	1720	2031.29	3262.66	2575.70	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.61
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1000	1720	3274.98	3743.27	5763.71	H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	6623.20	1.14
		좌측 (하면)	4	1000	1650	6253.21	6650.30	11893.67	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.06
		중앙부 (상면)	5	1000	1673	4398.62	4699.00	8071.60	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	8650.00	1.07
		중앙부 (하면)	5	1000	1700	799.63	1806.29	1393.39	H32 - 4.0EA	3176.80	2.26
		우측 (상면)	6	1000	1720	3274.98	3743.27	5763.71	H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	6623.20	1.14
		우측 (하면)	6	1000	1650	6151.98	6650.30	11687.55	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.08
좌측벽체	1층	상부 (외측)	7	1000	2017	6685.30	13269.83	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 4.0EA +	13081.60	1.99
		상부 (내측)	7	1000	1920	2156.74	10979.14	-	H16 - 8.0EA	13081.60	5.09
		중앙부 (외측)	8	1000	1867	3984.33	12431.33	-	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	11119.20	3.12
		중앙부 (내측)	8	1000	1920	501.18	3939.24	-	H16 - 8.0EA	11119.20	7.86
		하부 (외측)	9	1000	1850	6969.17	12663.12	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	14296.00	1.82
		하부 (내측)	9	1000	1920	3201.46	10136.40	-	H16 - 8.0EA	14296.00	3.17
우측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	2017	6602.28	13351.74	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 4.0EA +	13081.60	2.02
		상부 (내측)	10	1000	1920	2156.74	10979.14	-	H16 - 8.0EA	13081.60	5.09
		중앙부 (외측)	11	1000	1867	3994.09	12422.58	-	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	11119.20	3.11
		중앙부 (내측)	11	1000	1920	501.18	3939.24	-	H16 - 8.0EA	11119.20	7.86
		하부 (외측)	12	1000	1850	6875.32	12733.56	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	14296.00	1.85
		하부 (내측)	12	1000	1920	3201.46	10136.40	-	H16 - 8.0EA	14296.00	3.17

■ 수평철근 검토

구분		부재 위치		단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1800.0	2648.0	0.K	-	-	-
		좌측 (하면)	1	1800.0	2648.0	0.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	2317.0	0.K	-	-	-
		우측 (상면)	3	1800.0	2648.0	0.K	-	-	-
		우측 (하면)	3	1800.0	2648.0	0.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	1800.0	2648.0	0.K	1800.0	2648.0	0.K
		좌측 (하면)	4	1800.0	2648.0	0.K	1800.0	2648.0	0.K
		중앙부 (상면)	5	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		중앙부 (하면)	5	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		우측 (상면)	6	1800.0	2648.0	0.K	1800.0	2648.0	0.K
		우측 (하면)	6	1800.0	2648.0	0.K	1800.0	2648.0	0.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		상부	7	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		중앙부	8	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		중앙부	8	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		하부	9	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		하부	9	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
우측 벽체	1 층	상부	10	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		상부	10	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		중앙부	11	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		중앙부	11	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		하부	12	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		하부	12	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치		ΦV_c	V_u	ΦV_n	다리수	req'd A_s	BAR	s	use'd A_s	비 고	
			kN	kN	kN	EA	mm ²		mm	mm ²		
상부슬래브	1경간	좌측	1	1071.7	2081.0	2382.47	2.00	305.84	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	2	1088.1	1010.2	1753.55	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	3	1071.7	2081.0	2382.47	2.00	305.84	H16	150	397.20	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	1086.7	2093.0	2415.88	2.00	300.71	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	1086.7	1700.1	1751.30	2.00	366.59	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	1086.7	2086.7	2415.88	2.00	298.84	H16	150	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	1358.4	1317.5	2295.96	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	8	1385.4	2105.0	2331.40	2.00	192.75	H13	150	253.40	O.K
		하부	9	1376.2	1652.4	2313.82	2.00	74.63	H13	150	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	10	1358.4	1317.5	2295.96	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	11	1385.4	2105.0	2331.40	2.00	192.75	H13	150	253.40	O.K
		하부	12	1376.2	1652.4	2313.82	2.00	74.63	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	1 경간	좌측 (상면)	1	1817	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	192.531	0.K	1.540
		좌측 (하면)	1	1675	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	1675	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	212.491	0.K	1.700
		우측 (상면)	3	1817	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	199.778	0.K	1.598
		우측 (하면)	3	1675	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	1673	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	125	6152.208	0.K	49.218
		좌측 (하면)	4	1650	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	139.651	0.K	1.117
		중앙부 (상면)	5	1673	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	125	173.113	0.K	1.385
		중앙부 (하면)	5	1700	H32 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측 (상면)	6	1673	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	125	11461.912	0.K	91.695
		우측 (하면)	6	1650	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	144.894	0.K	1.159
좌측벽체	1 층	상부	7	2017	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	153.620	0.K	1.229
		상부	7	1920	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	8	1867	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	228.200	0.K	1.826
		중앙부	8	1920	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	9	1850	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	135.435	0.K	1.083
		하부	9	1920	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1 층	상부	10	2017	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	157.760	0.K	1.262
		상부	10	1920	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	11	1867	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	227.295	0.K	1.818
		중앙부	11	1920	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	12	1850	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	139.633	0.K	1.117
		하부	12	1920	H16 - 8.0EA	-	-	-	-

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 런 Ramp B BOX (내공 : 9.4M × 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 (f_{ck}) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (E_c) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (f_y) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (E_s) = 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) = 10.000 kN/m² (∵ 토피 : 18.816 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 (K_0) = $1 - \sin \Phi$ = 0.500

9) 설계방법

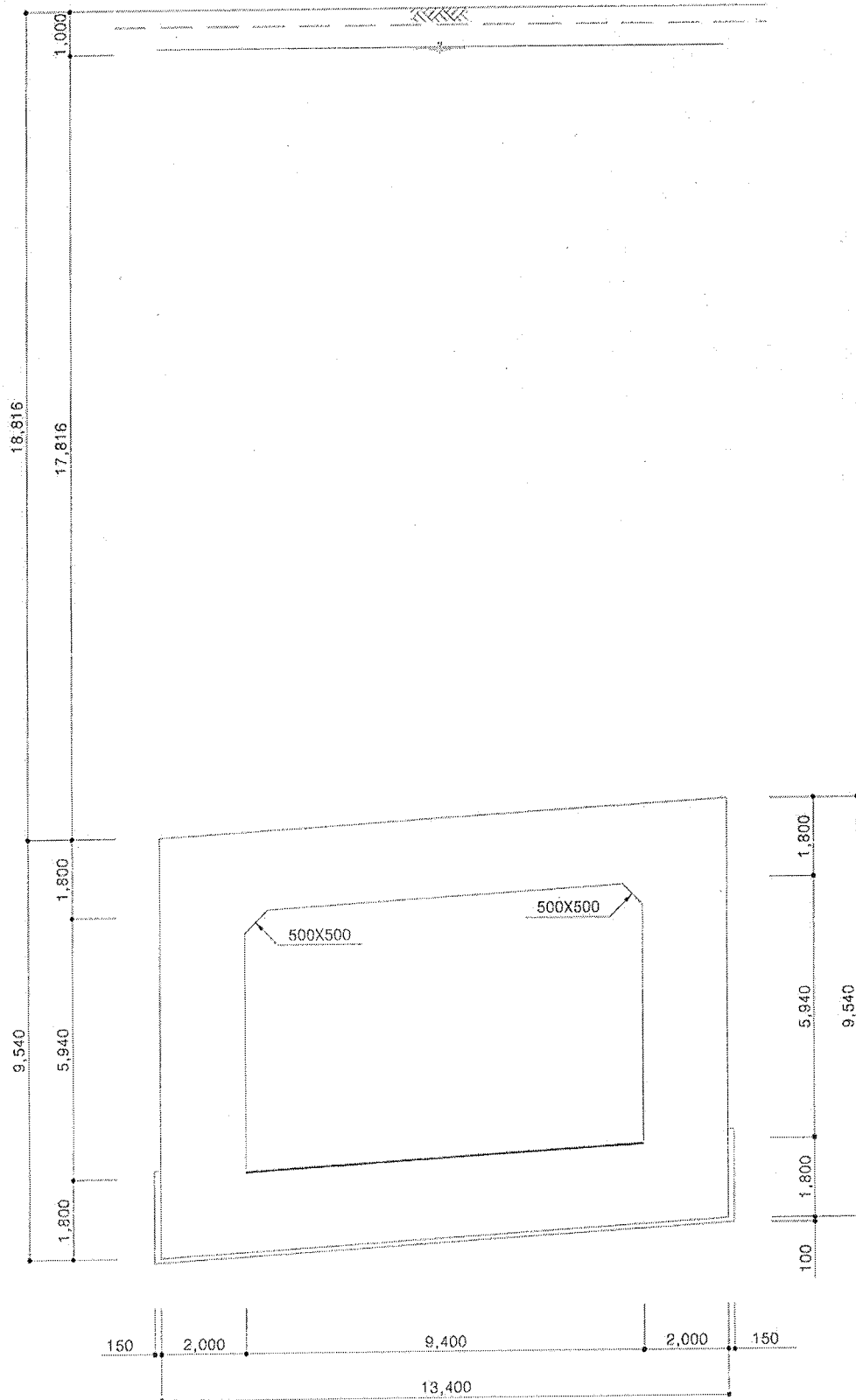
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

- 10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단면 가정



2) 단면제원

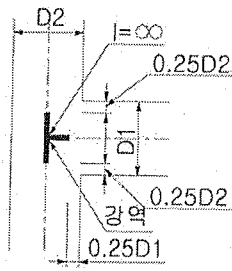
NO	A (m ²)	I (m ⁴)	부 재
1	1.800 × 1.000 = 1.800	0.48600	1~11, 19~29
2	2.000 × 1.000 = 2.000	0.66667	12~18, 30~36

3) 단면좌표

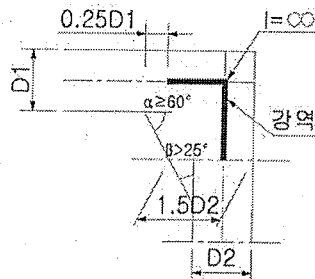
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	25	5.182	8.240
2	1.036	0.500	26	4.145	8.240
3	2.073	0.500	27	3.109	8.240
4	3.109	0.500	28	2.073	8.240
5	4.145	0.500	29	1.036	8.240
6	5.182	0.500	30	0.000	8.240
7	6.218	0.500	31	0.000	7.134
8	7.255	0.500	32	0.000	6.029
9	8.291	0.500	33	0.000	4.923
10	9.327	0.500	34	0.000	3.817
11	10.364	0.500	35	0.000	2.711
12	11.400	0.500	36	0.000	1.606
13	11.400	1.606	37	0.000	0.000
14	11.400	2.711	38	1.036	0.000
15	11.400	3.817	39	2.073	0.000
16	11.400	4.923	40	3.109	0.000
17	11.400	6.029	41	4.145	0.000
18	11.400	7.134	42	5.182	0.000
19	11.400	8.240	43	6.218	0.000
20	10.364	8.240	44	7.255	0.000
21	9.327	8.240	45	8.291	0.000
22	8.291	8.240	46	9.327	0.000
23	7.255	8.240	47	10.364	0.000
24	6.218	8.240	48	11.400	0.000

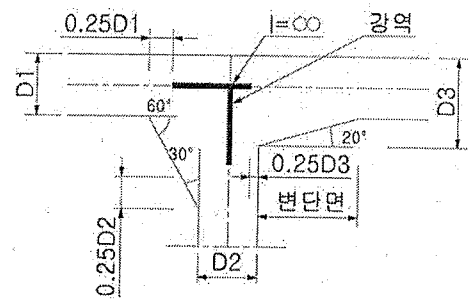
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 30 지정 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 2000 / 2 + 500 - (1800 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(2) 30 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1800 / 2 + 500 - (2000 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(3) 19 지정 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 2000 / 2 + 500 - (1800 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(4) 19 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1800 / 2 + 500 - (2000 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(5) 1 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 2000 / 2 - 0.25 \times 1800 = 550 \text{ mm}$$

(6) 1 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1800 / 2 - 0.25 \times 2000 = 400 \text{ mm}$$

(7) 12 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 2000 / 2 - 0.25 \times 1800 = 550 \text{ mm}$$

(8) 12 지정 - 슬래브 벽체 연결부

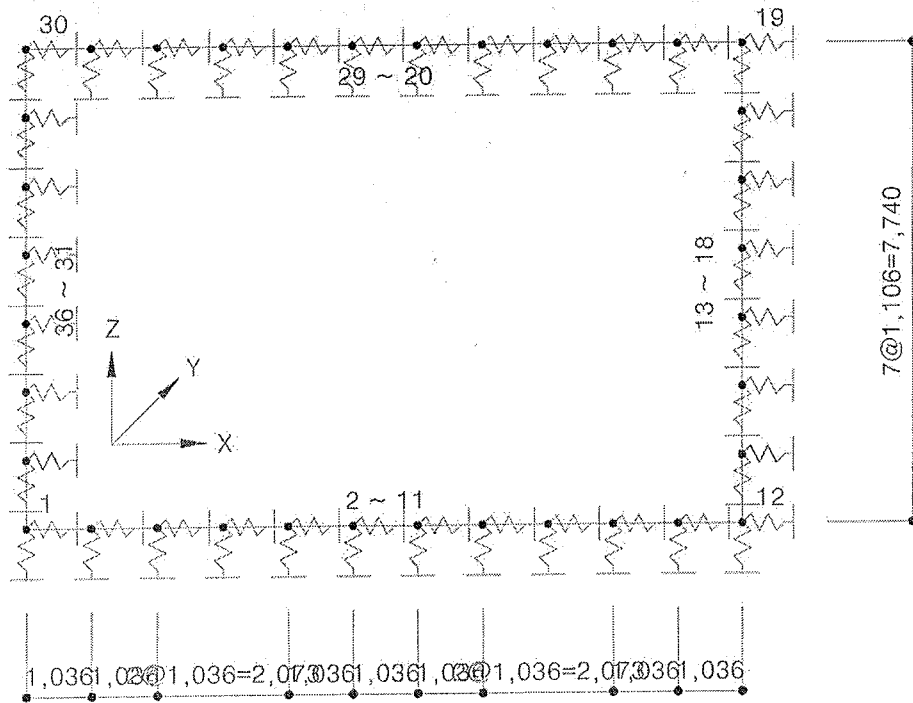
$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1800 / 2 - 0.25 \times 2000 = 400 \text{ mm}$$

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

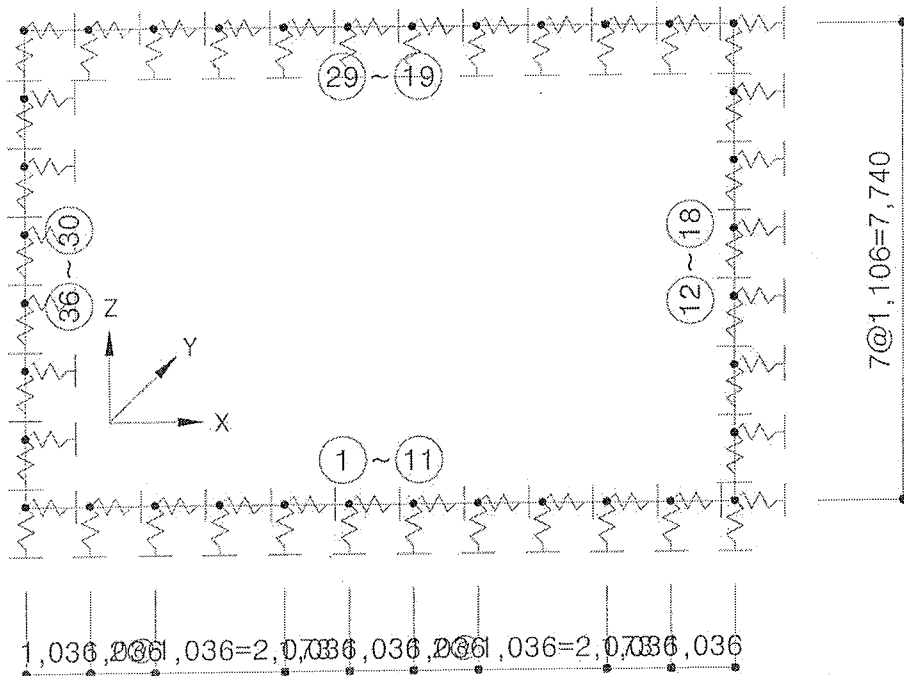
1) Modeling

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

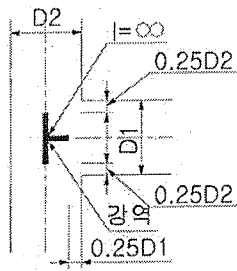
NO	A (m ²)	I (m ⁴)	부 재
1	1.800 × 1.000 = 1.800	0.48600	1~11, 19~29
2	2.000 × 1.000 = 2.000	0.66667	12~18, 30~36

3) 단면좌표

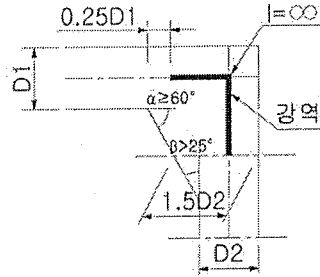
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	19	11.400	7.740
2	1.036	0.000	20	10.364	7.740
3	2.073	0.000	21	9.327	7.740
4	3.109	0.000	22	8.291	7.740
5	4.145	0.000	23	7.255	7.740
6	5.182	0.000	24	6.218	7.740
7	6.218	0.000	25	5.182	7.740
8	7.255	0.000	26	4.145	7.740
9	8.291	0.000	27	3.109	7.740
10	9.327	0.000	28	2.073	7.740
11	10.364	0.000	29	1.036	7.740
12	11.400	0.000	30	0.000	7.740
13	11.400	1.106	31	0.000	6.634
14	11.400	2.211	32	0.000	5.529
15	11.400	3.317	33	0.000	4.423
16	11.400	4.423	34	0.000	3.317
17	11.400	5.529	35	0.000	2.211
18	11.400	6.634	36	0.000	1.106

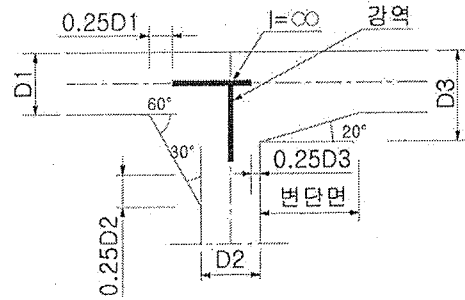
8) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 30 지점 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 2000 / 2 + 500 - (1800 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(2) 30 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1800 / 2 + 500 - (2000 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(3) 19 지점 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 2000 / 2 + 500 - (1800 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(4) 19 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1800 / 2 + 500 - (2000 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 2000 / 2 - 0.25 \times 1800 = 550 \text{ mm}$$

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1800 / 2 - 0.25 \times 2000 = 400 \text{ mm}$$

(7) 12 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 2000 / 2 - 0.25 \times 1800 = 550 \text{ mm}$$

(8) 12 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1800 / 2 - 0.25 \times 2000 = 400 \text{ mm}$$

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 = E_0 의 산정방법에 대한 보정계수

E_0 = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (K_v)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

여기서,

$$K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

E_0 : 지반탄성계수 (kN/m^2)

$$\alpha = 1$$

$$E_0 = 300000.00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{지반보고서 참조})$$

$$B_v = \sqrt{B \times B} = \sqrt{13.400 \times 13.400} = 13.40 \text{ m} \quad (L > B)$$

$$K_{v0} = 1 / 0.3 \times 1 \times 300000 = 1000000.00 \text{ kN/m}^3$$

$$K_v = 1000000.000 \times (13.400 / 0.3)^{-3/4} = 57877.84 \text{ kN/m}^3$$

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (2.000/2 + 1.036/2) = 87869 \text{ kN/m}$	1.12
Kv2	$K_v \times (1.036/2 + 1.036/2) = 59982 \text{ kN/m}$	2~11
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	7

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 퇴적토 (EL. : 16.439 ~ -5.871, N=31)

① 기능수행 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 31^{1/3} = 251.3 \text{ m/sec}$
- V_s (기능수행수준의 전단파 속도) = $1.0 \times V_0 = 1.0 \times 251.3 = 251.3 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
 $= 20 / 9.810 \times 251.3^2 = 128750.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
 $= 2 \times (1 + 0.32) \times 128750.0 = 339900.0 \text{ kN/m}^2$

② 붕괴방지 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 31^{1/3} = 251.3 \text{ m/sec}$
- V_s (붕괴방지수준의 전단파 속도) = $0.8 \times V_0 = 0.8 \times 251.3 = 201.0 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
 $= 20.0 / 9.810 \times 201.0^2 = 82367.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
 $= 2 \times (1 + 0.32) \times 82367.0 = 217448.9 \text{ kN/m}^2$

(2) 풍화토 (EL. : -5.871 ~ -7.571, N=50)

① 기능수행 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 50^{1/3} = 294.7 \text{ m/sec}$
- V_s (기능수행수준의 전단파 속도) = $1.0 \times V_0 = 1.0 \times 294.7 = 294.7 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
 $= 20 / 9.810 \times 294.7^2 = 177060.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
 $= 2 \times (1 + 0.32) \times 177060.0 = 467438.4 \text{ kN/m}^2$

② 붕괴방지 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 50^{1/3} = 294.7 \text{ m/sec}$
- V_s (붕괴방지수준의 전단파 속도) = $0.8 \times V_0 = 0.8 \times 294.7 = 235.8 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
 $= 20.0 / 9.810 \times 235.8^2 = 113357.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
 $= 2 \times (1 + 0.32) \times 113357.0 = 299262.5 \text{ kN/m}^2$

(3) 풍화암 (EL. : -7.571 ~ -10.571, N=50)

① 기능수행 수준

- V_o (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 50^{1/3} = 294.7 \text{ m/sec}$
- V_s (기능수행수준의 전단파 속도) = $1.0 \times V_o = 1.0 \times 294.7 = 294.7 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
= $20 / 9.810 \times 294.7^2 = 177060.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
= $2 \times (1 + 0.3) \times 177060.0 = 460356.0 \text{ kN/m}^2$

② 붕괴방지 수준

- V_o (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 50^{1/3} = 294.7 \text{ m/sec}$
- V_s (붕괴방지수준의 전단파 속도) = $0.8 \times V_o = 0.8 \times 294.7 = 235.8 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
= $20.0 / 9.810 \times 235.8^2 = 113357.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
= $2 \times (1 + 0.3) \times 113357.0 = 294728.2 \text{ kN/m}^2$

(4) 연암 (EL. : -10.571 ~ -20.571, N=30)

① 기능수행 수준

- V_o (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 30^{1/3} = 248.6 \text{ m/sec}$
- V_s (기능수행수준의 전단파 속도) = $1.0 \times V_o = 1.0 \times 248.6 = 248.6 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
= $20 / 9.810 \times 248.6^2 = 125998.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
= $2 \times (1 + 0.27) \times 125998.0 = 320034.9 \text{ kN/m}^2$

② 붕괴방지 수준

- V_o (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 30^{1/3} = 248.6 \text{ m/sec}$
- V_s (붕괴방지수준의 전단파 속도) = $0.8 \times V_o = 0.8 \times 248.6 = 198.9 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
= $20.0 / 9.810 \times 198.9^2 = 80655.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
= $2 \times (1 + 0.27) \times 80655.0 = 204863.7 \text{ kN/m}^2$

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(13.400 \times 13.400)} = 13.400 \text{ m} \\ K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 339900.0 = 2266000.00 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 2266000.000 \times (13.400 / 0.3)^{-3/4} = 131151.19 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 131151.190 = 43717.06 \text{ kN/m}^3$$

(2) 하부슬래브 : 제5토층 , 연암

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(13.400 \times 13.400)} = 13.400 \text{ m} \\ K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 320034.9 = 2133566.00 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 2133566.000 \times (13.400 / 0.3)^{-3/4} = 123486.20 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 123486.200 = 41162.07 \text{ kN/m}^3$$

(3) 축벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(9.540 \times 9.540)} = 9.540 \text{ m} \\ K_{ho} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 339900.0 = 2266000.00 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 2266000.000 \times (9.540 / 0.3)^{-3/4} = 169215.28 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 169215.280 = 56405.09 \text{ kN/m}^3$$

(4) 축벽 : 제3토층 , 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(9.540 \times 9.540)} = 9.540 \text{ m} \\ K_{ho} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 467438.4 = 3116256.00 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 3116256.000 \times (9.540 / 0.3)^{-3/4} = 232708.79 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 232708.790 = 77569.60 \text{ kN/m}^3$$

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.036/2 + 1.036/2) = 135920 \text{ kN/m}$	20~29
Ksb1	$K_{sb} \times (1.036/2 + 1.036/2) = 45307 \text{ kN/m}$	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	$K_h \times (1.106/2 + 1.106/2) = 253410 \text{ kN/m}$	13~15, 34~36
Kss1	$K_{ss} \times (1.106/2 + 1.106/2) = 84470 \text{ kN/m}$	
Kh2	$K_h \times (1.106/2 + 1.106/2) = 257308 \text{ kN/m}$	16, 33
Kss2	$K_{ss} \times (1.106/2 + 1.106/2) = 85769 \text{ kN/m}$	
Kh3	$K_h \times (1.106/2 + 1.106/2) = 187103 \text{ kN/m}$	17~18, 31, 32
Kss3	$K_{ss} \times (1.106/2 + 1.106/2) = 62368 \text{ kN/m}$	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.036/2 + 1.036/2) = 127976 \text{ kN/m}$	2~11
Ksb1	$K_{sb} \times (1.036/2 + 1.036/2) = 42659 \text{ kN/m}$	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (2.000/2 + 1.036/2) = 187474 \text{ kN/m}$	1, 12
Ksb1	$K_h \times (1.106/2 + 1.800/2) = 231477 \text{ kN/m}$	
Kv2	$K_v \times (1.036/2 + 2.000/2) = 199111 \text{ kN/m}$	19, 30
Ksb2	$K_h \times (1.106/2 + 1.800/2) = 245845 \text{ kN/m}$	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(13.400 \times 13.400)} = 13.400 \text{ m} \\ K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 217448.9 = 1449659.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 1449659.330 \times (13.400 / 0.3)^{-3/4} = 83903.16 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 83903.160 = 27967.72 \text{ kN/m}^3$$

(2) 하부슬래브 : 제5토층 , 연암

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(13.400 \times 13.400)} = 13.400 \text{ m} \\ K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 204863.7 = 1365758.00 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 1365758.000 \times (13.400 / 0.3)^{-3/4} = 79047.13 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 79047.130 = 26349.04 \text{ kN/m}^3$$

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(9.540 \times 9.540)} = 9.540 \text{ m} \\ K_{ho} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 217448.9 = 1449659.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 1449659.330 \times (9.540 / 0.3)^{-3/4} = 108254.41 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 108254.410 = 36084.80 \text{ kN/m}^3$$

(4) 측벽 : 제3토층 , 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(9.540 \times 9.540)} = 9.540 \text{ m} \\ K_{ho} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 299262.5 = 1995083.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 1995083.330 \times (9.540 / 0.3)^{-3/4} = 148984.37 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 148984.370 = 49661.46 \text{ kN/m}^3$$

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.036/2 + 1.036/2) = 86954 \text{ kN/m}$	20~29
Ksb1	$K_{sb} \times (1.036/2 + 1.036/2) = 28985 \text{ kN/m}$	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	$K_h \times (1.106/2 + 1.106/2) = 162238 \text{ kN/m}$	13~15, 34~36
Kss1	$K_{ss} \times (1.106/2 + 1.106/2) = 54079 \text{ kN/m}$	
Kh2	$K_h \times (1.106/2 + 1.106/2) = 164734 \text{ kN/m}$	16, 33
Kss2	$K_{ss} \times (1.106/2 + 1.106/2) = 54911 \text{ kN/m}$	
Kh3	$K_h \times (1.106/2 + 1.106/2) = 119698 \text{ kN/m}$	17~18, 31, 32
Kss3	$K_{ss} \times (1.106/2 + 1.106/2) = 39899 \text{ kN/m}$	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.036/2 + 1.036/2) = 81921 \text{ kN/m}$	2~11
Ksb1	$K_{sb} \times (1.036/2 + 1.036/2) = 27307 \text{ kN/m}$	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (2.000/2 + 1.036/2) = 120008 \text{ kN/m}$	1, 12
Ksb1	$K_h \times (1.106/2 + 1.800/2) = 148175 \text{ kN/m}$	
Kv2	$K_v \times (1.036/2 + 2.000/2) = 127380 \text{ kN/m}$	19, 30
Ksb2	$K_h \times (1.106/2 + 1.800/2) = 157278 \text{ kN/m}$	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설 계 지 진	준 재현주기	성능기	기 능 수 행	봉 과 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

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 토사지 반 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) : $KH = I \times Ca = 0.57 \times 0.13 = 0.074$
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : $KH = I \times Ca = 1.40 \times 0.13 = 0.182$

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/m ²
- 토 사	: 18.316×19.00	= 348.004 kN/m ²
∴ Total Wd1		= 359.504 kN/m ²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500×23.00	= 11.500 kN/m ²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500×19.00	= 9.500 kN/m ²
- 흙(지하수위 이하)	: 17.816×10.00	= 178.160 kN/m ²
∴ Total Wd2		= 199.160 kN/m ²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m ²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m ²)
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 (W11) - 토피 18.816m

$$- W11 = 10.000 \text{ kN/m}^2$$

② 측벽에 작용하는 하중 (W12)

$$- W12 = 10.000 \times 0.500 = 5.000 \text{ kN/m}^2$$

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1	= ($0.500 \times 23.000 + 19.216 \times 19.000$) × 0.500	= 188.302 kN/m ²
Wh2	= 188.302 + 1.106 × 19.000 × 0.500	= 198.806 kN/m ²
Wh3	= 198.806 + 1.106 × 19.000 × 0.500	= 209.310 kN/m ²
Wh4	= 209.310 + 1.106 × 19.000 × 0.500	= 219.814 kN/m ²
Wh5	= 219.814 + 1.106 × 19.000 × 0.500	= 230.320 kN/m ²
Wh6	= 230.320 + 1.106 × 19.000 × 0.500	= 240.824 kN/m ²
Wh7	= 240.824 + 1.106 × 19.000 × 0.500	= 251.328 kN/m ²
Wh8	= 251.328 + 1.106 × 19.000 × 0.500	= 261.832 kN/m ²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

$$\begin{aligned}
 Wh1 &= (0.500 \times 23.000 + 0.500 \times 19.000 + 18.716 \times 10.00) = 104.080 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh2 &= 104.080 + 1.106 \times 10.000 \times 0.500 = 109.609 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh3 &= 109.609 + 1.106 \times 10.000 \times 0.500 = 115.137 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh4 &= 115.137 + 1.106 \times 10.000 \times 0.500 = 120.666 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh5 &= 120.666 + 1.106 \times 10.000 \times 0.500 = 126.194 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh6 &= 126.194 + 1.106 \times 10.000 \times 0.500 = 131.723 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh7 &= 131.723 + 1.106 \times 10.000 \times 0.500 = 137.251 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh8 &= 137.251 + 1.106 \times 10.000 \times 0.500 = 142.780 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

$$- Ww1 = 17.816 \times 10.000 = 178.160 \text{ kN/m}^2$$

② 측벽에 작용하는 하중

$$\begin{aligned}
 - Ww2 &= 18.716 \times 10.000 = 187.160 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww3 &= 187.160 + 1.106 \times 10.000 = 198.217 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww4 &= 198.217 + 1.106 \times 10.000 = 209.274 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww5 &= 209.274 + 1.106 \times 10.000 = 220.331 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww6 &= 220.331 + 1.106 \times 10.000 = 231.389 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww7 &= 231.389 + 1.106 \times 10.000 = 242.446 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww8 &= 242.446 + 1.106 \times 10.000 = 253.503 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww9 &= 253.503 + 1.106 \times 10.000 = 264.560 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

$$- Ww10 = (18.816 + 9.540 - 1.000) \times 10.000 = 273.560 \text{ kN/m}^2$$

7) 온도하중

- 온도의 승강은 $\pm 10^\circ \text{C}$ 로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 $\alpha = 0.00001$ 으로 한다.

8) 건조수축

- 15°C 의 온도하중으로 변환 설계.

$$\begin{aligned}
 - \text{건조수축계수} & \quad \varepsilon = 15 \times 10^{-5} \\
 - \text{온도선팽창 계수} & \quad \alpha = 1.0 \times 10^{-5}
 \end{aligned}$$

$$- \Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15^\circ \text{C}$$

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_g = \sum_{i=1}^N \frac{4H_i}{V_{si}}$$

지 반	H _i (m)	V _{si} (m/sec)		γ (kN/m³)	T _g ' (sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	0.010	248.600	198.900	19.000	0.000	0.000
매립토	4.200	145.400	116.300	18.000	0.116	0.144
퇴적토	18.100	251.300	201.000	20.000	0.288	0.360
풍화토	1.700	294.700	235.800	20.000	0.023	0.029
풍화암	3.000	294.700	235.800	20.000	0.041	0.051
연암	2.990	248.600	198.900	20.000	0.048	0.060
계					0.516	0.644

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
T _g (sec)	1.25T _g ' = 1.25 × 0.516 = 0.645	1.25 T _g ' = 1.25 × 0.644 = 0.805

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
T _s (sec)	T _s = C _v / (2.5 × C _a) = 0.180 / (2.5 × 0.130) = 0.554	T _s = C _v / (2.5 × C _a) = 0.180 / (2.5 × 0.130) = 0.554
T _o (sec)	T _o = 0.2 × T _s = 0.2 × 0.554 = 0.111	T _o = 0.2 × T _s = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(C_d)

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
C _d	0.800	0.667

단, 별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(S_a) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

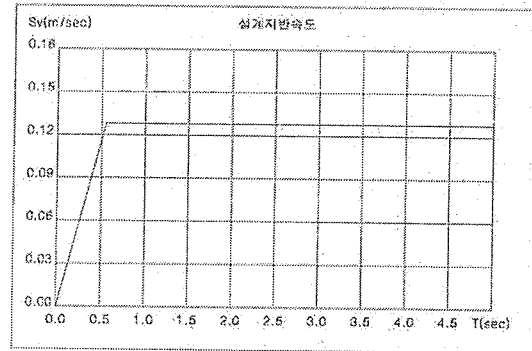
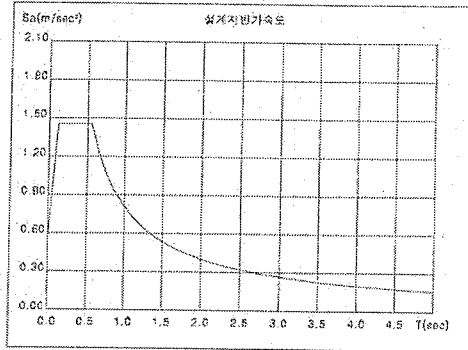
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ T_g < T_o 일때 S_a = [C_a + (2.5 × C_a - C_a) / T_o × T_g] × g × I × C_d - T_o ≤ T_g < T_s 일때 S_a = 2.5 × C_a × g × I × C_d - T_g ≥ T_s 일때 S_a = C_v × g × I × C_d / T_g = 1.248 m/s²	- 0 ≤ T_g < T_o 일때 S_a = [C_a + (2.5 × C_a - C_a) / T_o × T_g] × g × I × C_d - T_o ≤ T_g < T_s 일때 S_a = 2.5 × C_a × g × I × C_d - T_g ≥ T_s 일때 S_a = C_v × g × I × C_d / T_g = 2.048 m/s²

5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

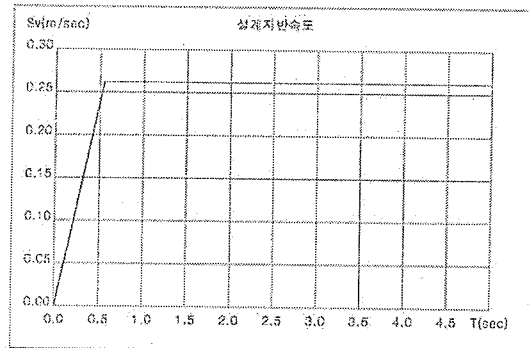
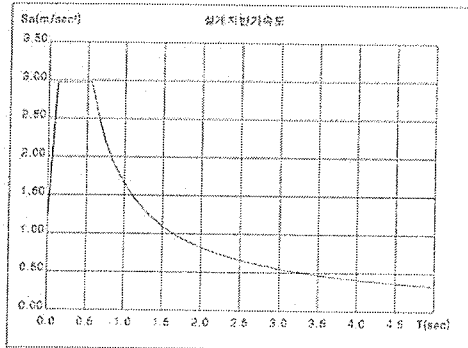
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
$S_v = T_g / 2\pi \times S_a = 0.645 / 2\pi \times 1.248$ $= 0.128 \text{ m/s}$	$S_v = T_g / 2\pi \times S_a = 0.805 / 2\pi \times 2.048$ $= 0.262 \text{ m/s}$

6) 설계응답 응답스펙트럼

(1) 기능수행수준



(2) 붕괴방지수준



7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 19.716 m
- 하부슬래브 EL. = 27.456 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$$U(z) = 2 / \pi^2 \times S_v \times T_g \times \cos(\pi Z / 2H)$$

$$U(Z_u) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.645 \times \cos(\pi \times 19.716 / (2 \times 30.000)) = 0.008580$$

$$U(Z_b) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.645 \times \cos(\pi \times 27.456 / (2 \times 30.000)) = 0.002222$$

(2) 붕괴방지 수준

$$U(Z_u) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.805 \times \cos(\pi \times 19.716 / (2 \times 30.000)) = 0.021918$$

$$U(Z_b) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.805 \times \cos(\pi \times 27.456 / (2 \times 30.000)) = 0.005676$$

$$P_o = K_{sb, top} \times (U(Z_u) - U(Z_b))$$

기능수행수준	붕괴방지수준
$P_o = 43717.060 \times (0.008580 - 0.002222)$ $= 277.953 \text{ kN/m}^2$	$P_o = 27967.720 \times (0.021918 - 0.005676)$ $= 454.252 \text{ kN/m}^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$$P(z) = K_h \times (U_h(z) - U_h(b))$$

(1) 기능수행수준

z(m)	K_h (kN/m ³)	$U(z_h)$ (m)	$U(z_h) - U(z_b)$ (m)	$P(z)$ (kN/m ²)
19.716	169215.280	0.008580	0.006358	1075.871
20.822	169215.280	0.007734	0.005512	932.715
21.927	169215.280	0.006863	0.004641	785.328
23.033	232708.790	0.005969	0.003747	871.960
24.139	229182.900	0.005054	0.002832	649.046
25.245	229182.900	0.004122	0.001900	435.448
26.350	229182.900	0.003178	0.000956	219.099
27.456	159325.670	0.002222	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	K_h (kN/m ³)	$U(z_h)$ (m)	$U(z_h) - U(z_b)$ (m)	$P(z)$ (kN/m ²)
19.716	108254.410	0.021918	0.016242	1758.268
20.822	108254.410	0.019757	0.014081	1524.330
21.927	108254.410	0.017533	0.011857	1283.573
23.033	148984.370	0.015247	0.009571	1425.929
24.139	146727.020	0.012911	0.007235	1061.570
25.245	146727.020	0.010531	0.004855	712.360
26.350	146727.020	0.008118	0.002442	358.307
27.456	101989.020	0.005676	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

$$V_u = G_d \times U_{h1}, V_b = G_d \times U_{h2}, V_s = (V_u + V_b) / 2$$

$$U_{h1} = 1 / (\pi \times H) \times S_v \times T_g \times \sin(\pi \times Z_u / (2 \times H))$$

$$U_{h2} = 1 / (\pi \times H) \times S_v \times T_g \times \sin(\pi \times Z_b / (2 \times H))$$

구분	기능수행수준 (kN/m ²)	붕괴방지수준 (kN/m ²)
V_u	$128750.000 \times 0.000730 = 93.990$	$82367.000 \times 0.001865 = 153.610$
V_b	$125998.000 \times 0.000862 = 108.610$	$80655.000 \times 0.002202 = 177.600$
V_s	$(93.990 + 108.610) / 2 = 101.300$	$(153.610 + 177.600) / 2 = 165.610$

10) 구체 관성력

$$f_i = A_i \times r_{con} \times c \times K_H \times (1 - 0.015 \times Z_i)$$

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f_u = 1.800 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 18.816)$ = 2.390	$f_u = 1.800 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 18.816)$ = 5.878

② 하부슬래브

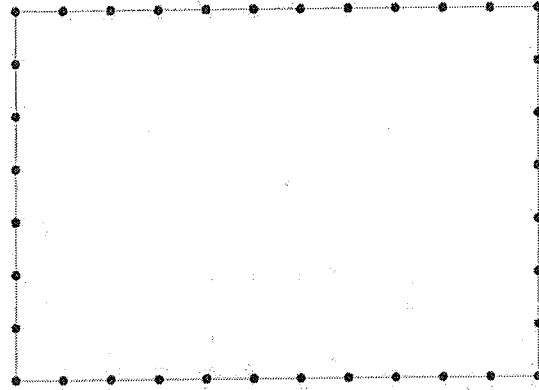
기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f_b = 1.800 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 26.556)$ = 2.004	$f_b = 1.800 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 26.556)$ = 4.928

③ 측벽

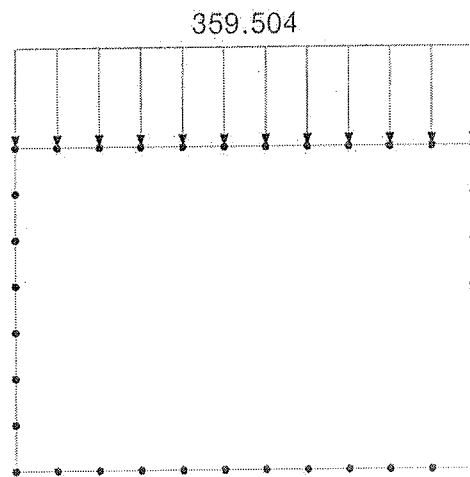
기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f_1 = 2.000 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 18.816)$ = 2.656	$f_1 = 2.000 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 18.816)$ = 6.532
$f_2 = 2.000 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 19.922)$ = 2.594	$f_2 = 2.000 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 19.922)$ = 6.381
$f_3 = 2.000 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 21.027)$ = 2.533	$f_3 = 2.000 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 21.027)$ = 6.230
$f_4 = 2.000 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 22.133)$ = 2.472	$f_4 = 2.000 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 22.133)$ = 6.079
$f_5 = 2.000 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 23.239)$ = 2.410	$f_5 = 2.000 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 23.239)$ = 5.928
$f_6 = 2.000 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 24.345)$ = 2.349	$f_6 = 2.000 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 24.345)$ = 5.777
$f_7 = 2.000 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 25.450)$ = 2.288	$f_7 = 2.000 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 25.450)$ = 5.626
$f_8 = 2.000 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 26.556)$ = 2.226	$f_8 = 2.000 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 26.556)$ = 5.475

10. 하 중 재 하 (상시)

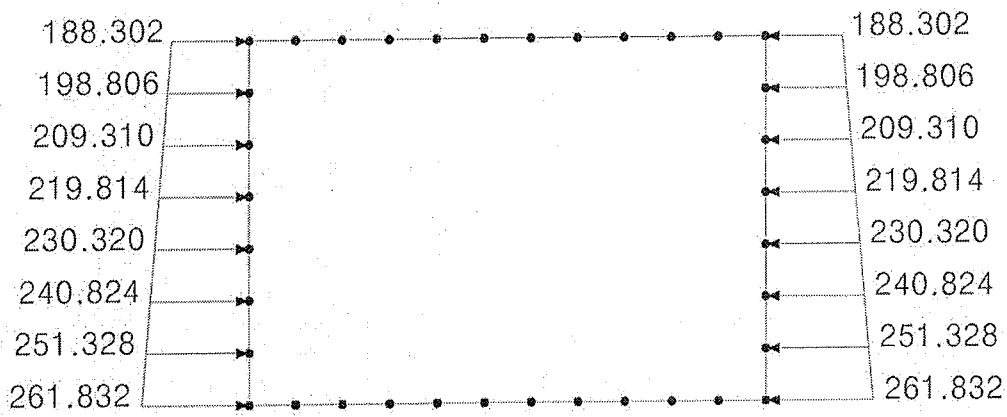
1) CASE1 - 구체자중(SW)



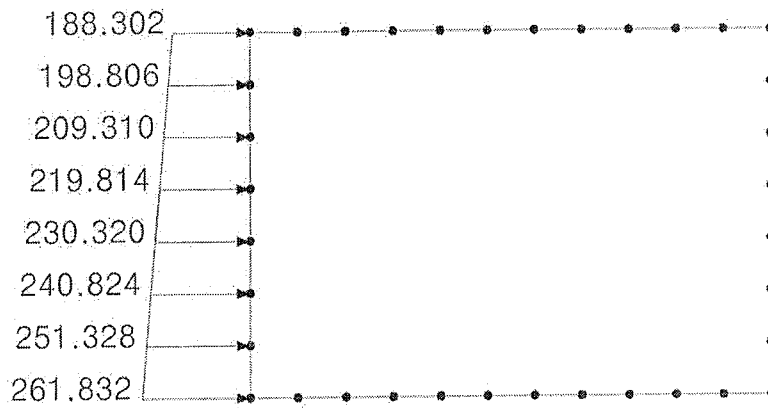
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



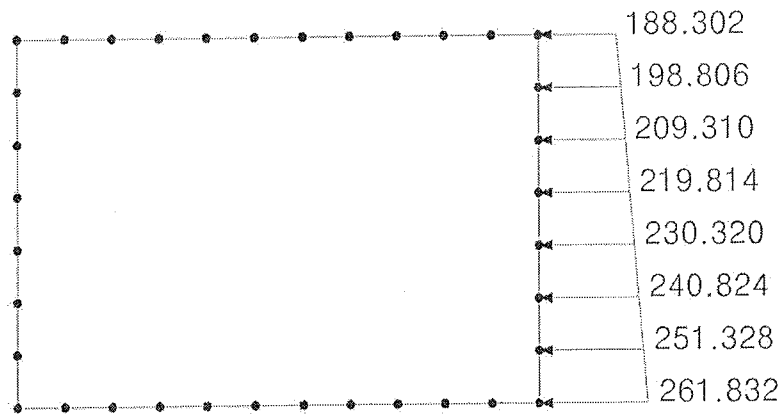
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(S0|LB)



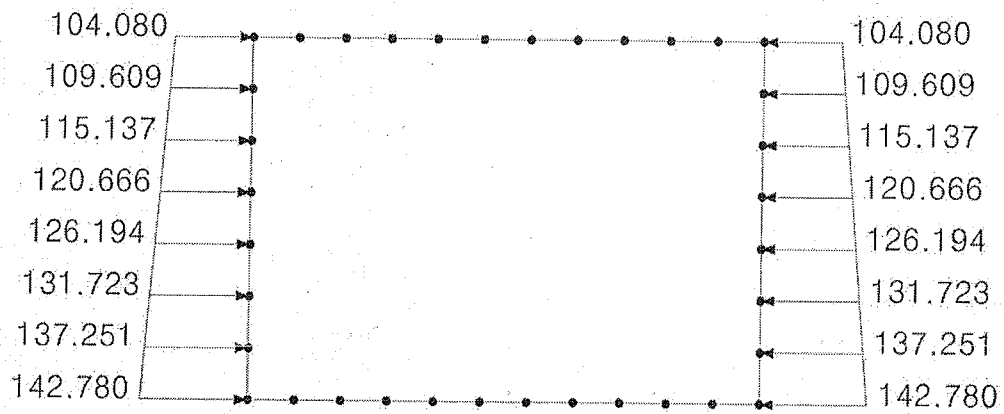
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(S0|LL)



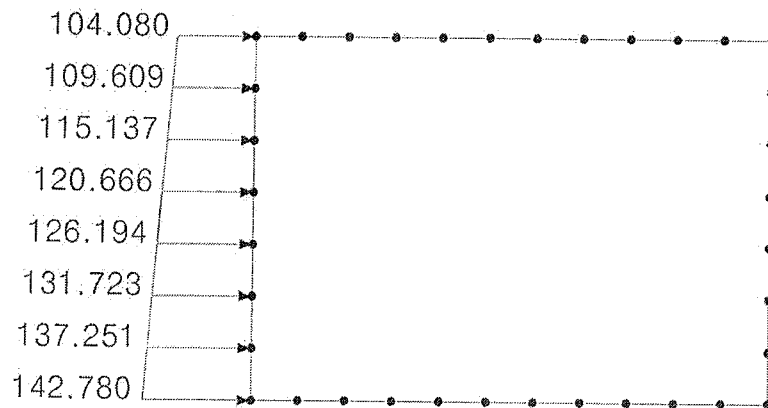
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(S0|LR)



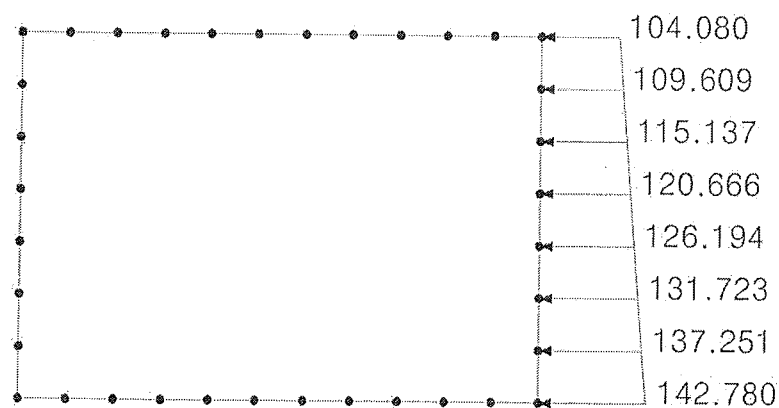
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(S01LBW)



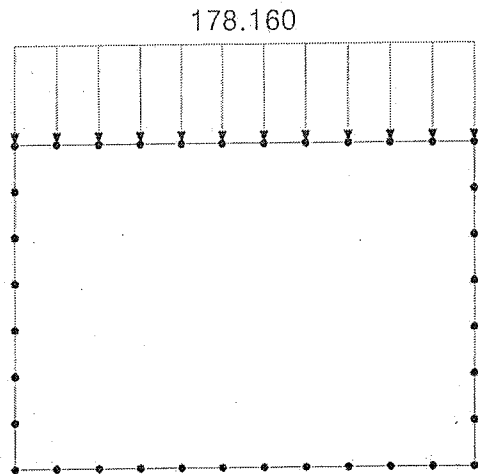
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(S01LLW)



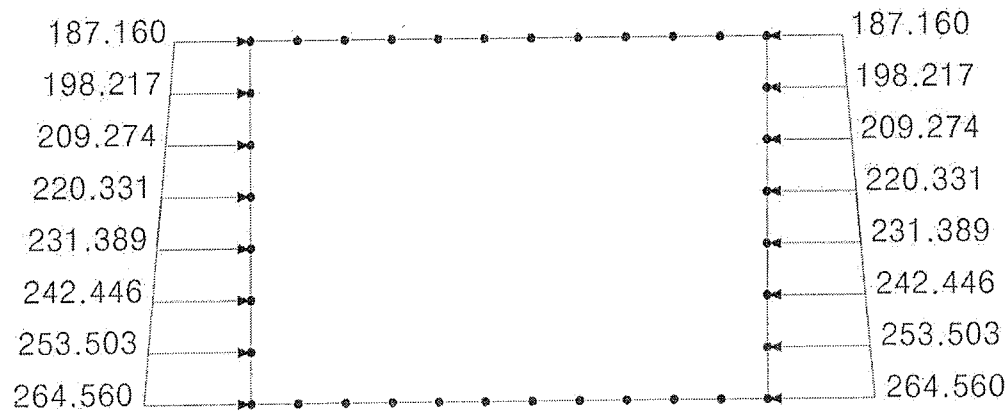
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(S01LRW)



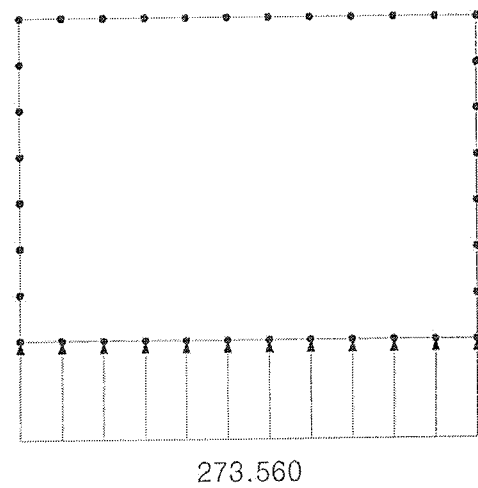
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



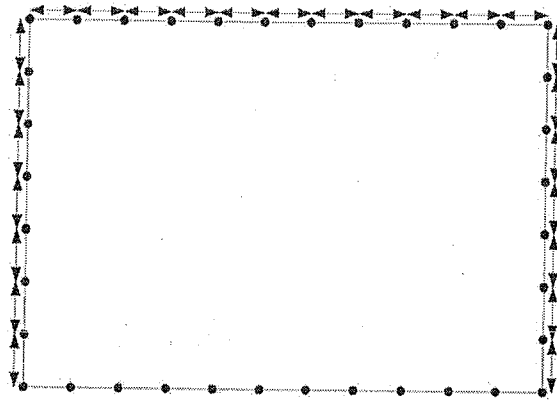
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



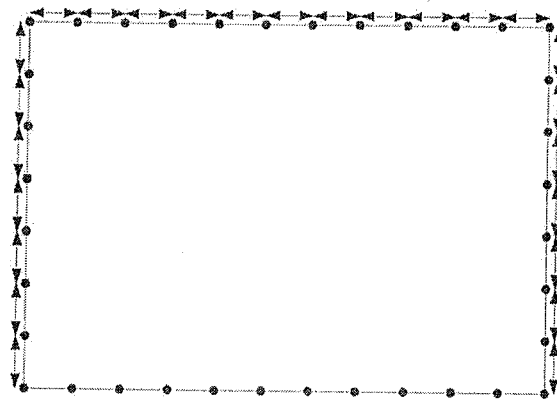
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



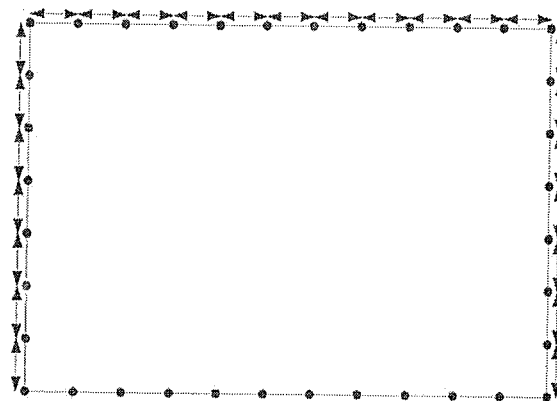
15) CASE15 - 온도변화(+) $+10^{\circ}\text{C}$ (TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10°C (TEMPMINU)

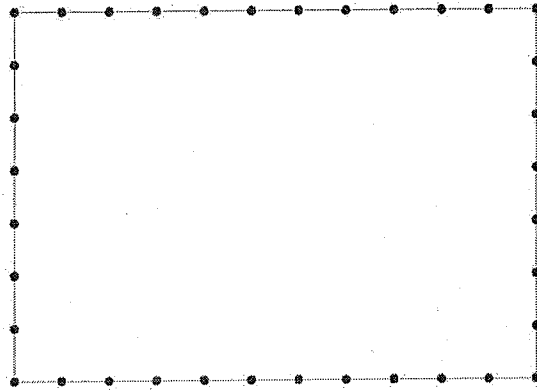


17) CASE17 - 건조수축 -15°C (SHRINK)

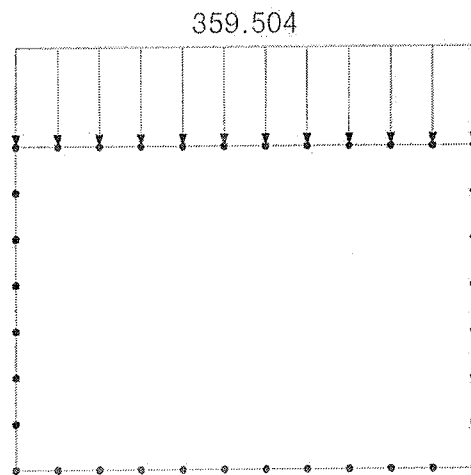


11. 하중 재하 (기능수행)

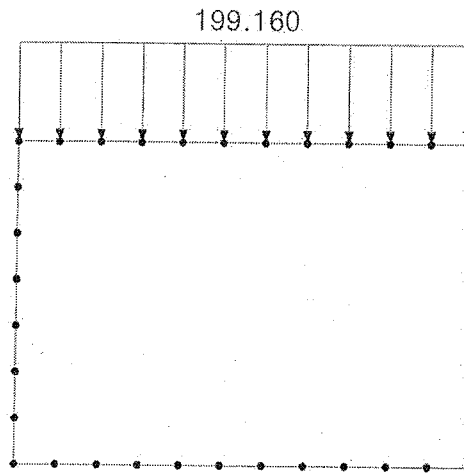
1) CASE1 - 구체자중(SW)



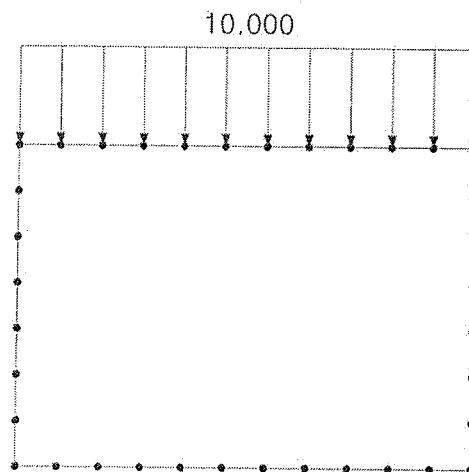
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有 (PAVEW)



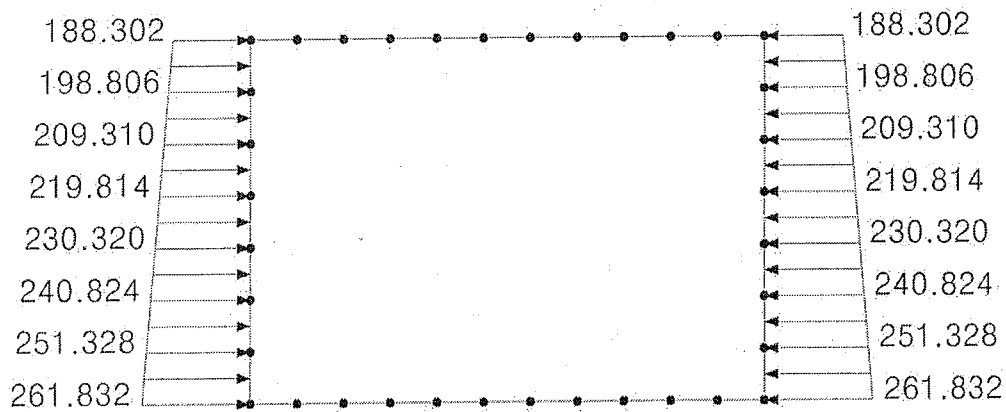
4) CASE4 - 지진시 만재활하중 (LIVEFUE)



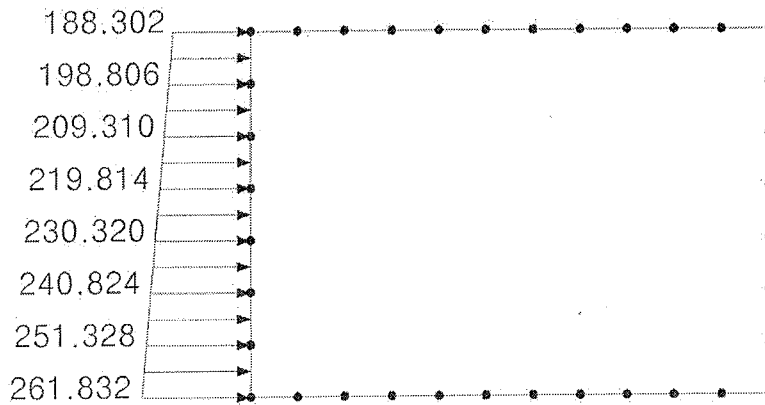
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중 (LIVEFUHE)



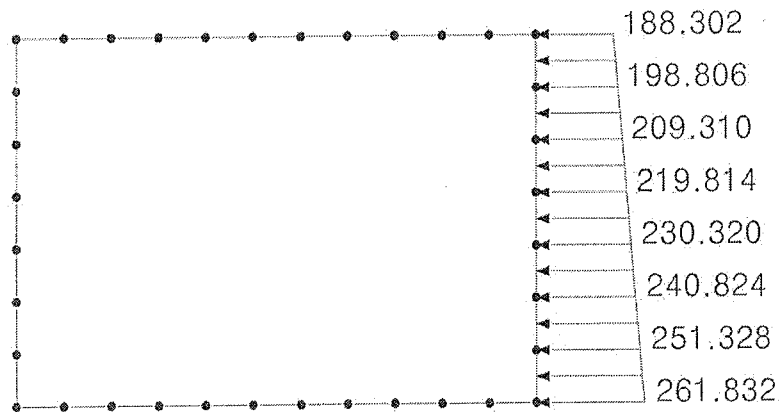
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(S01LBE2)



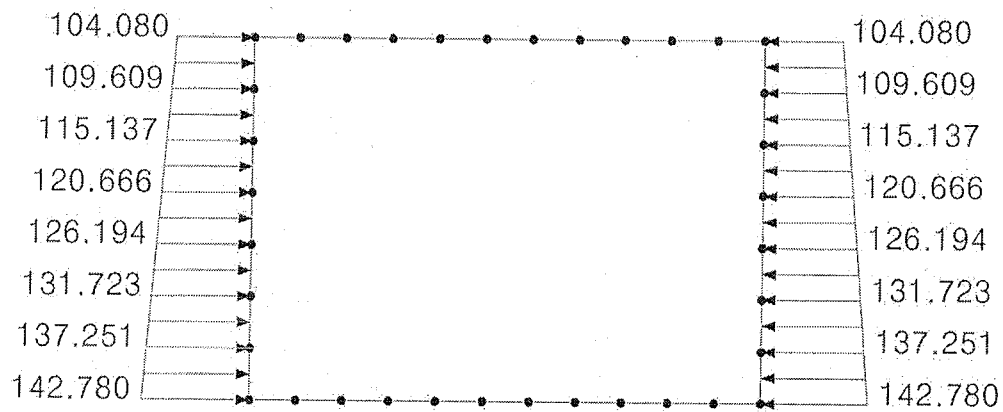
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(S01LLE2)



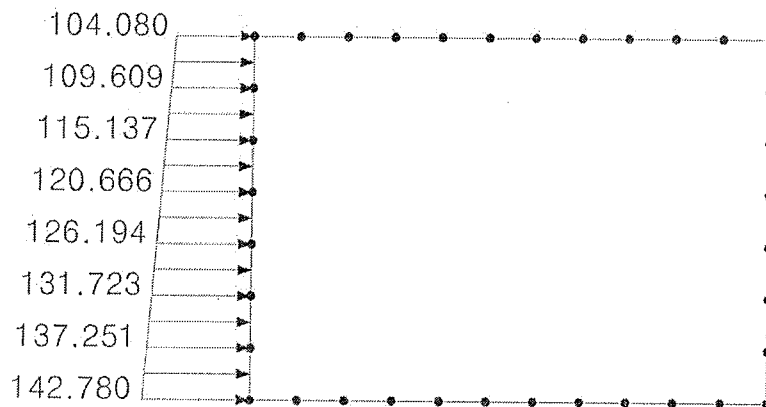
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(S01LRE2)



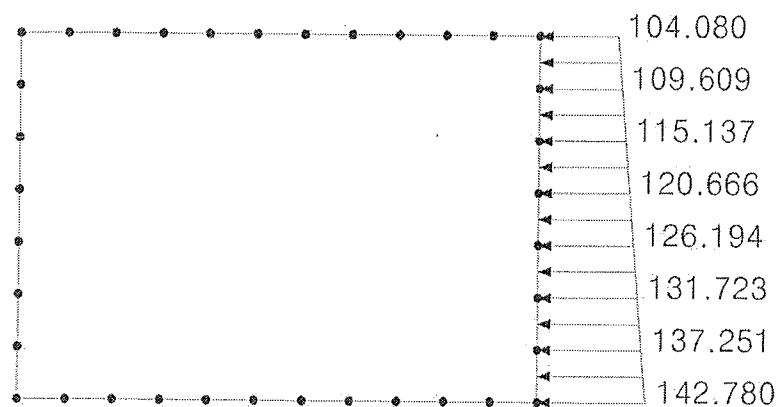
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(S01LBWE2)



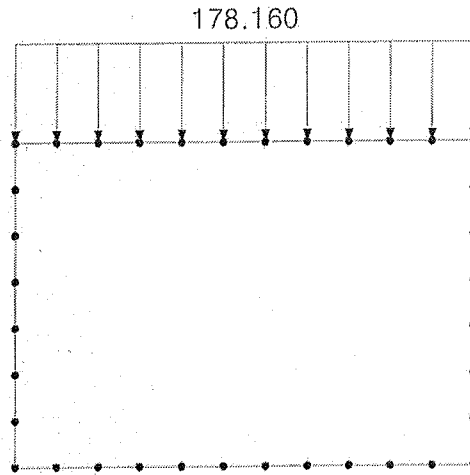
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(S01LLWE2)



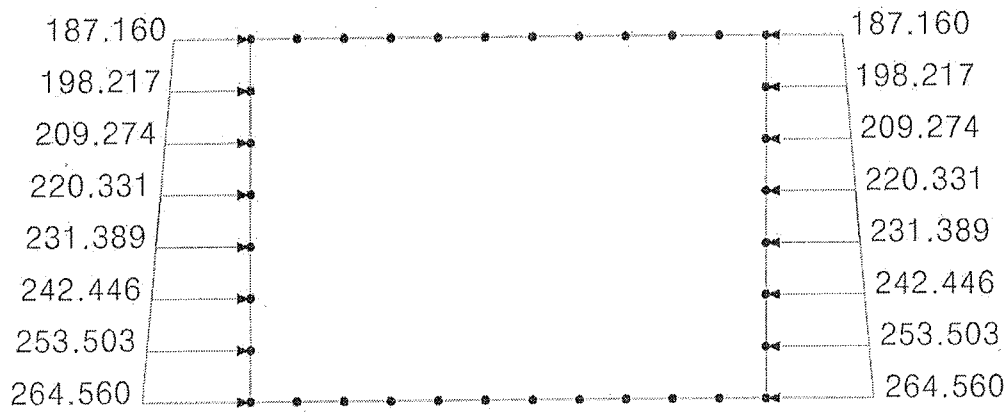
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(S01LRWE2)



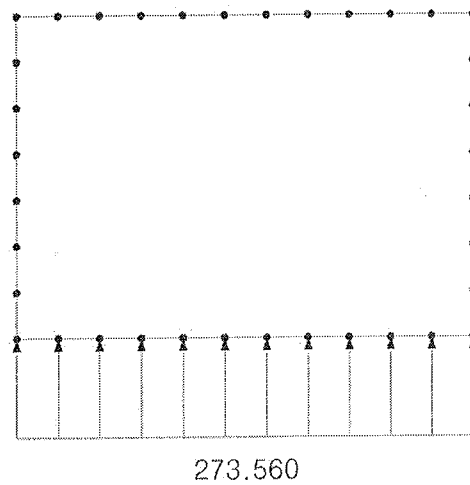
12) CASE12 - 연직수압 (WATERV)



13) CASE13 - 수평수압 (WATERH)

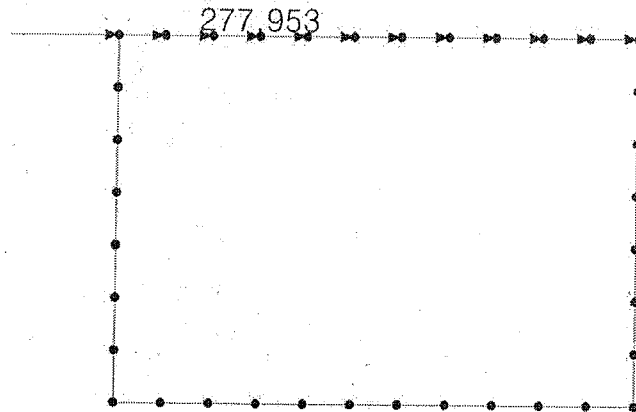


14) CASE14 - 부력 (BUOYANCY)

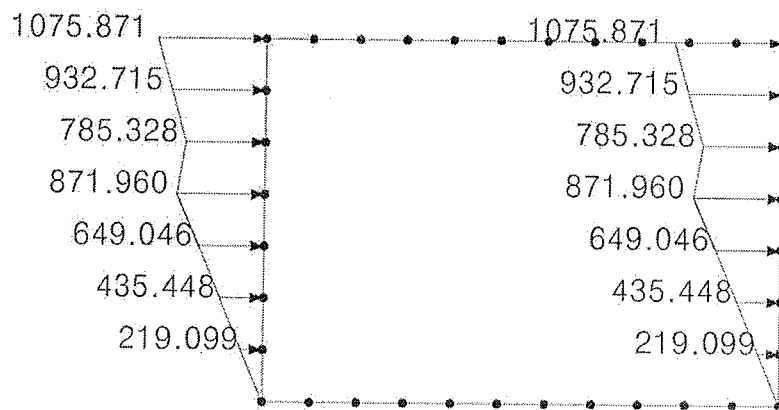


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

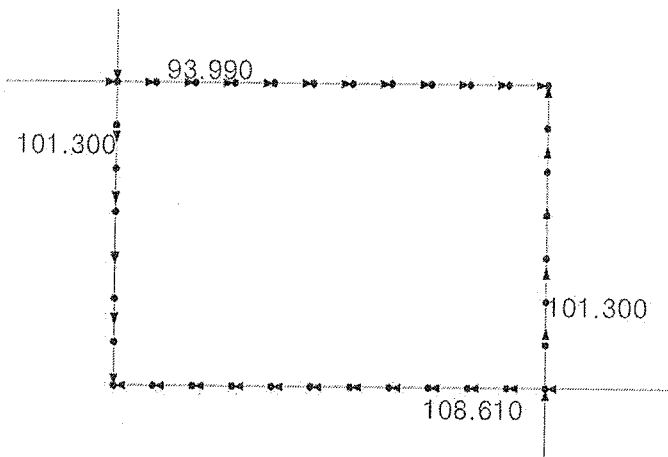
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



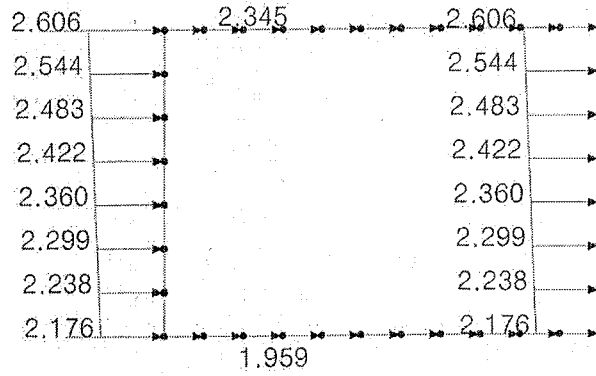
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

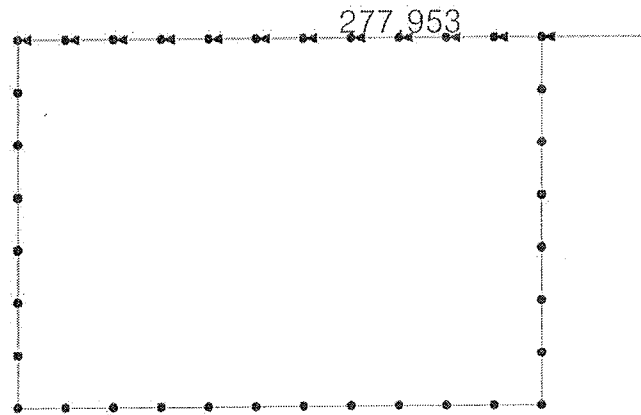


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

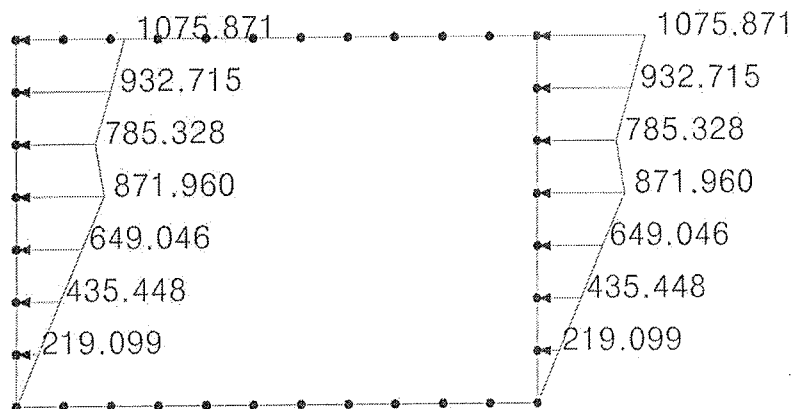


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

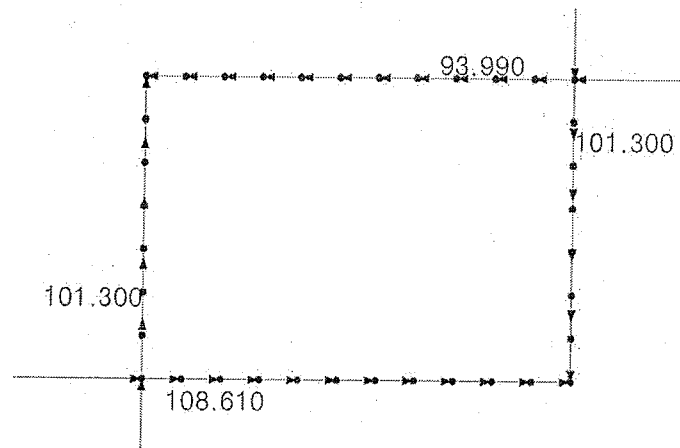
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



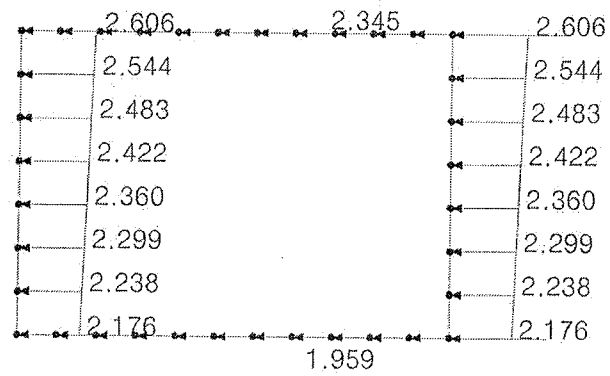
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주변전단력(기능수행)2(FUNMS2)

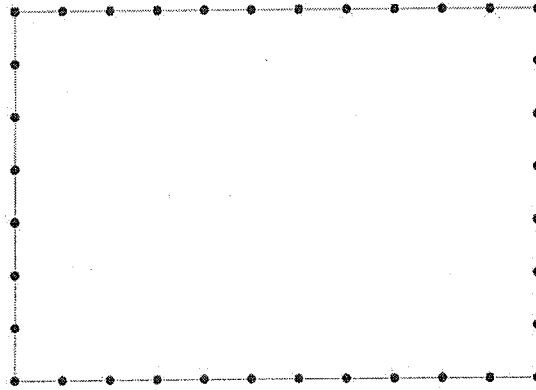


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

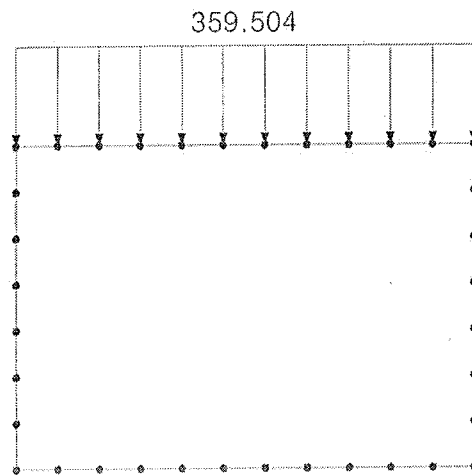


12. 하중 재하 (붕괴방지)

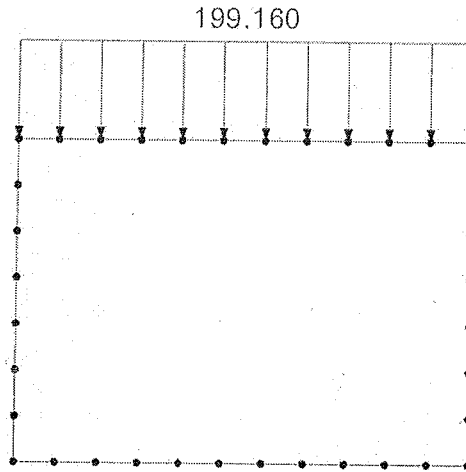
1) CASE1 - 구체자중(SW)



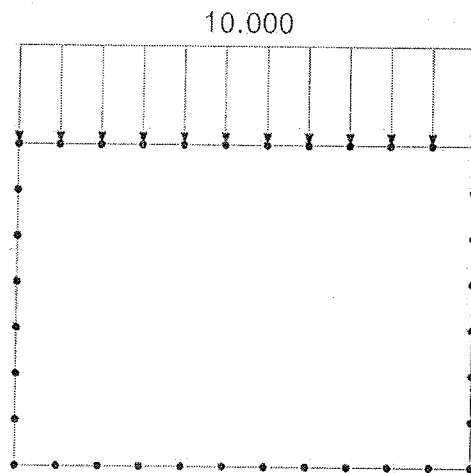
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



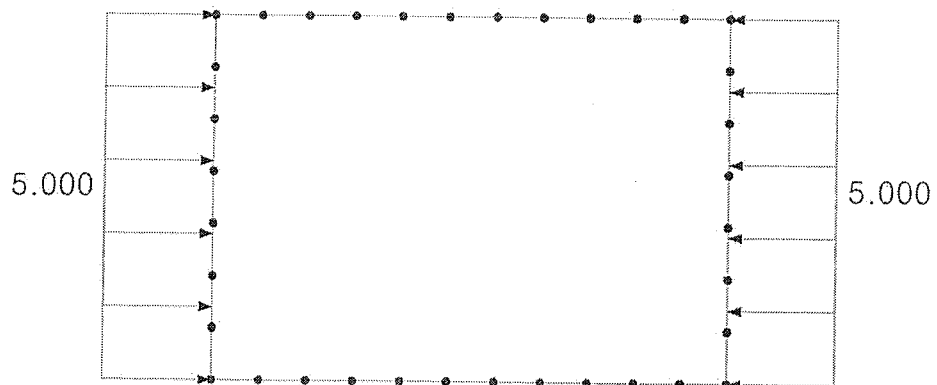
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



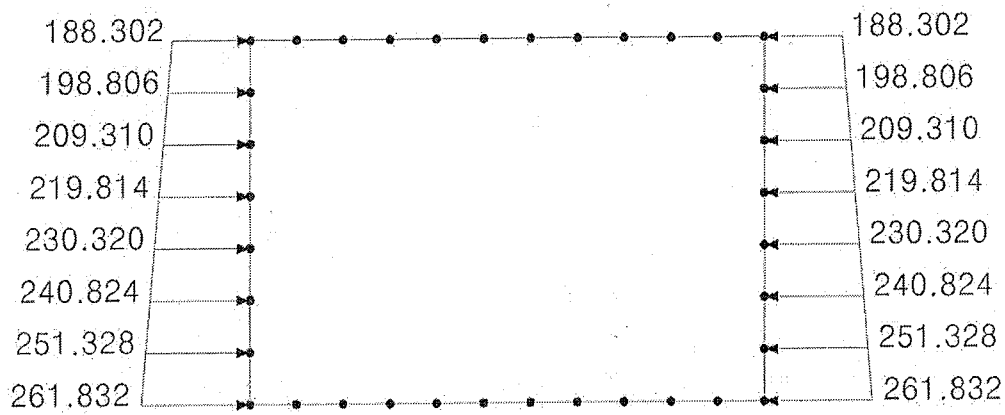
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



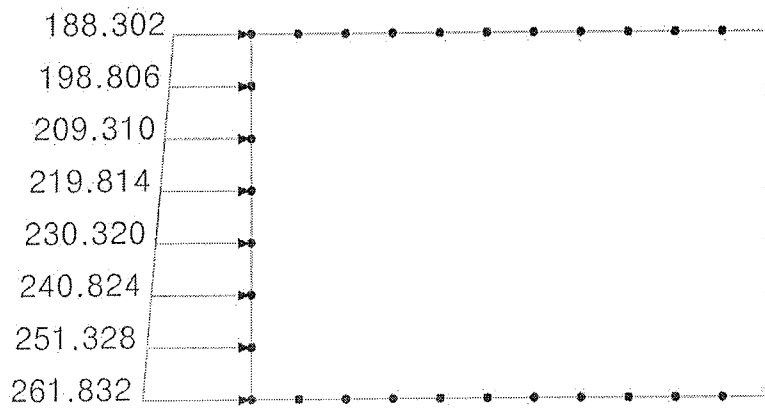
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



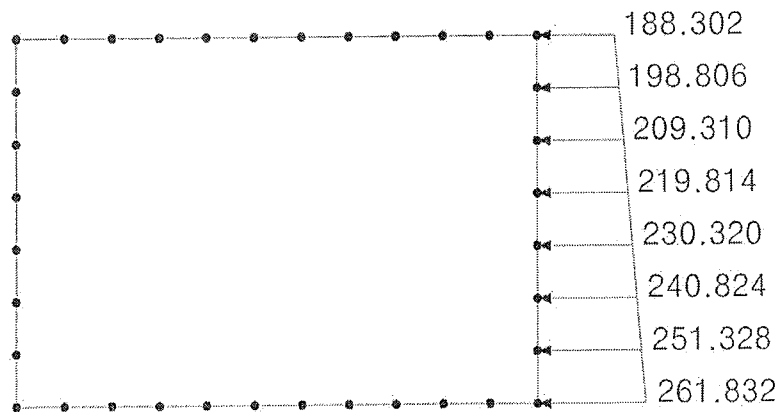
6) CASE6 - 지진시 양토압(S01LBE)



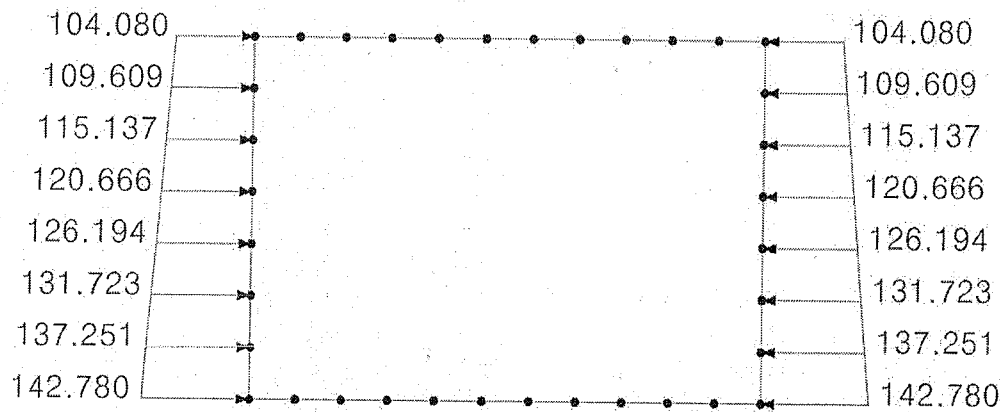
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(S01LLE)



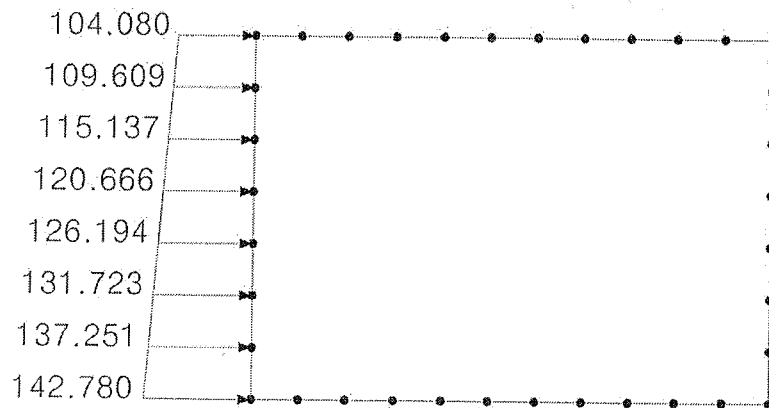
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(S01LRE)



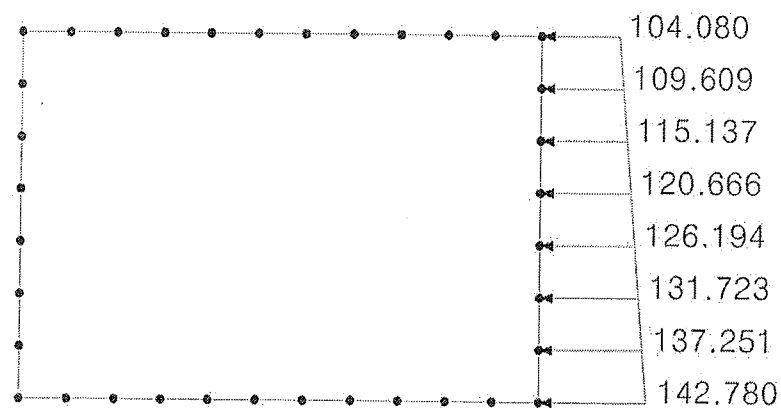
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(S01LBWE)



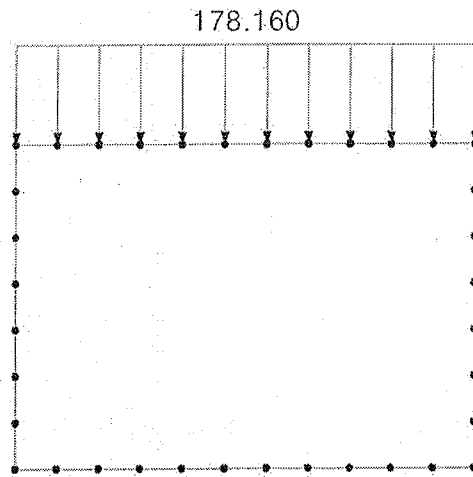
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(S01LLWE)



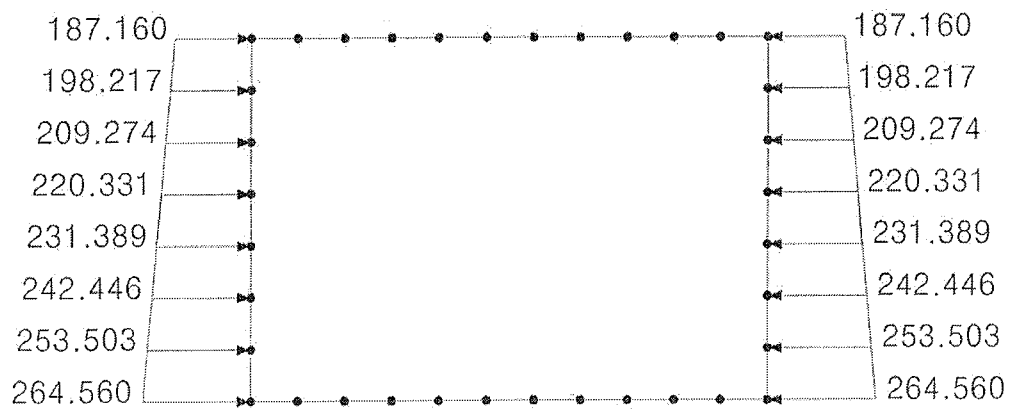
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(S01RBWE)



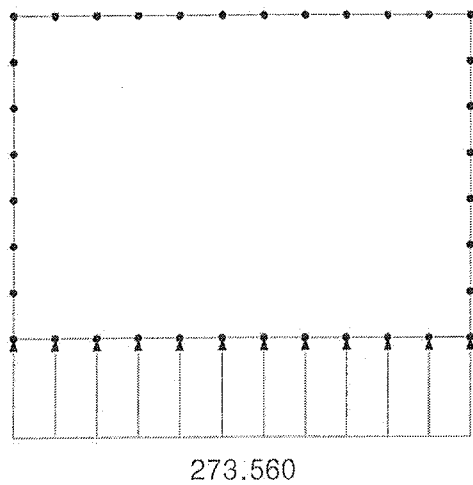
12) CASE12 - 연직수압(WATERY)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

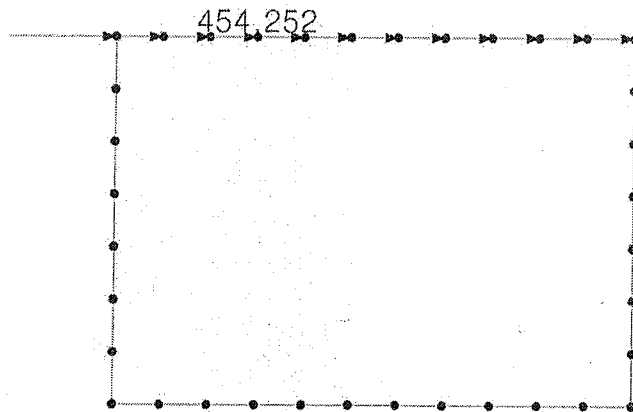


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

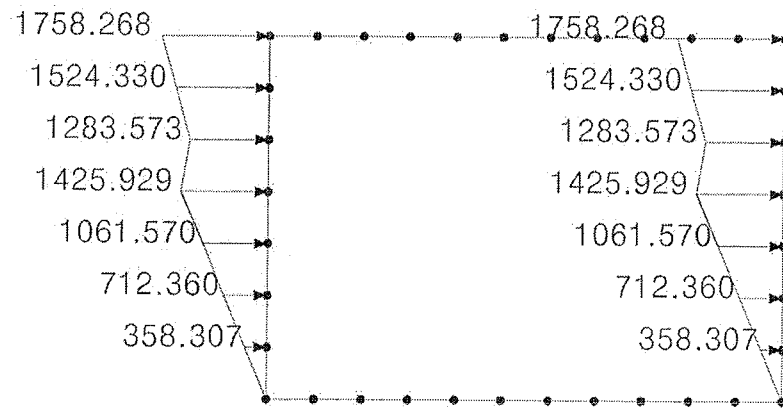


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

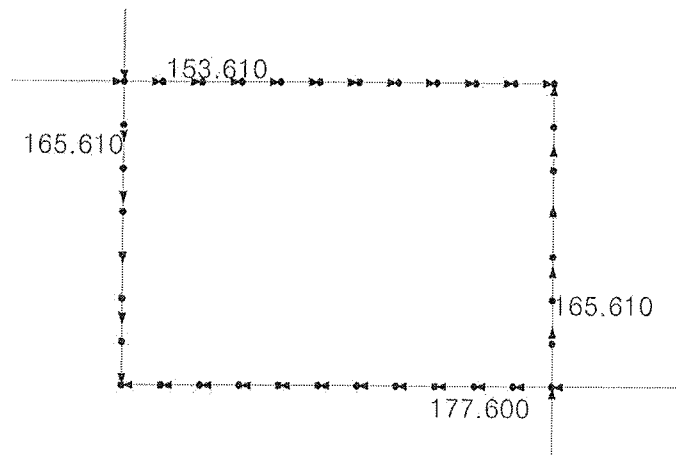
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



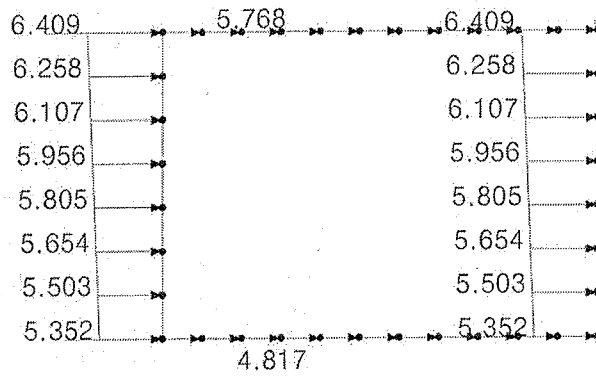
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

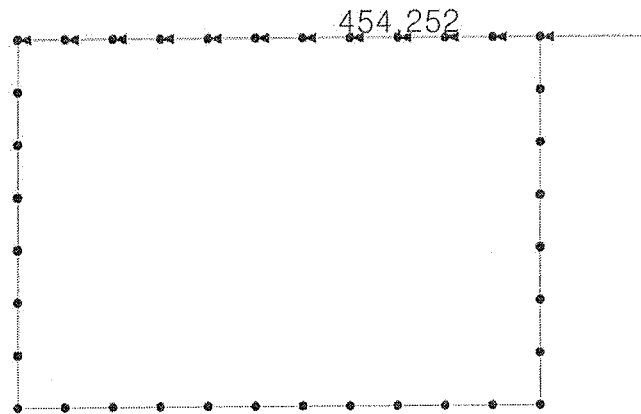


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

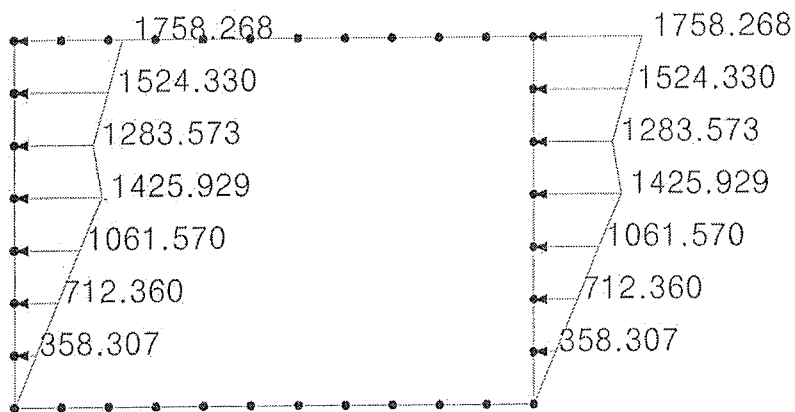


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

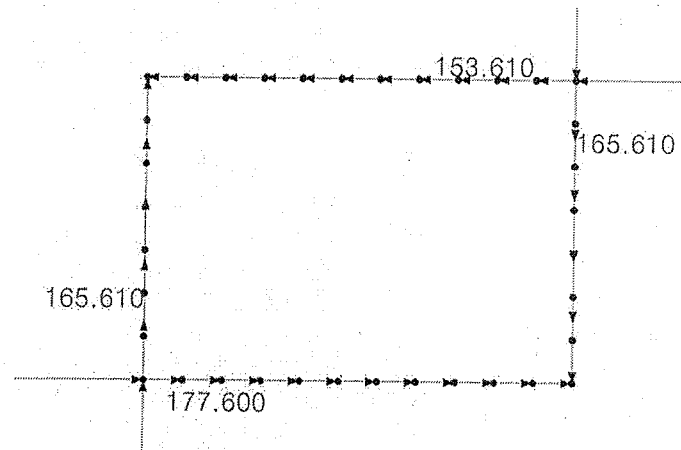
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



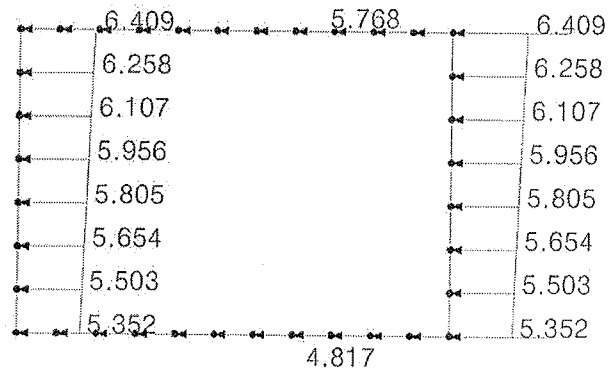
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 H_v 에 대한 보정계수

$h \leq 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.0$

$h > 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.05 - 0.025h (\geq 0.875) = 0.875$, $h = 18.816 \text{ m}$

1) 계수하중

구 분	D	H _v	L	H _h	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	1.200	0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	H _v	L	H _h	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	H _v	L	H _h	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	●

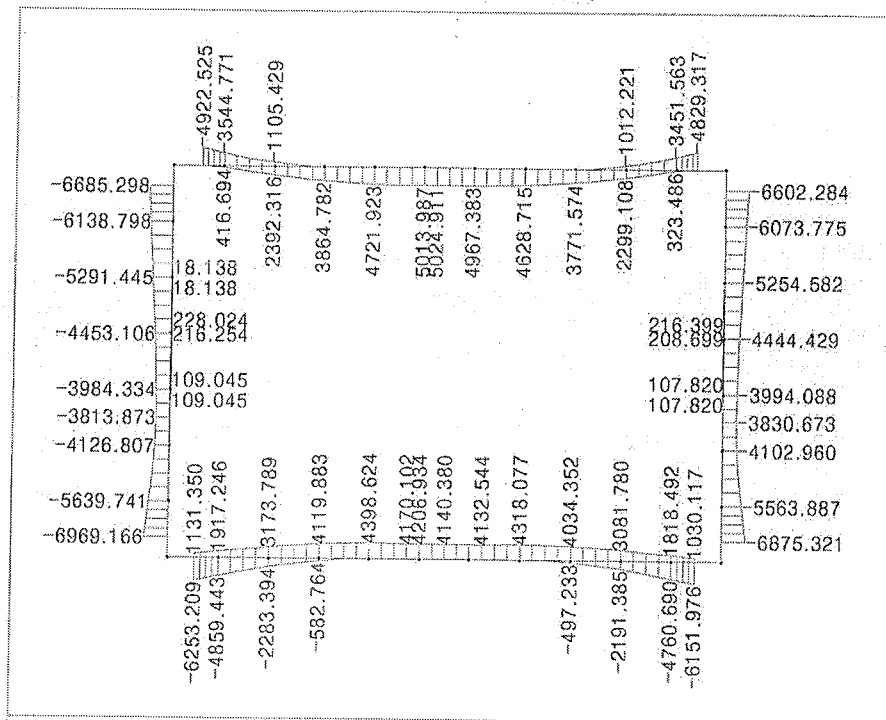
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	H _v	L	H _h	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	●

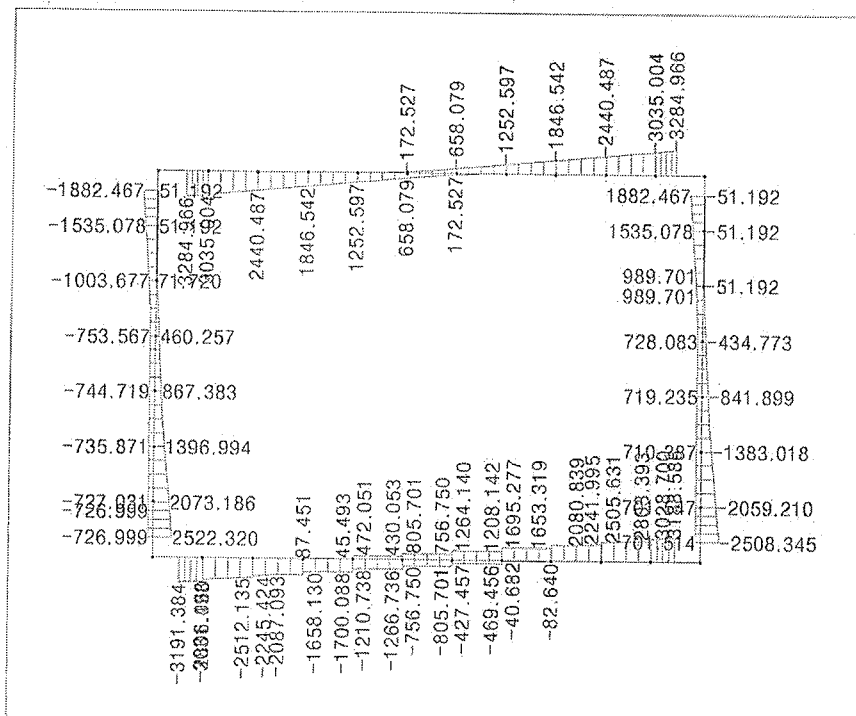
14. 단면력정리

14.1 상시

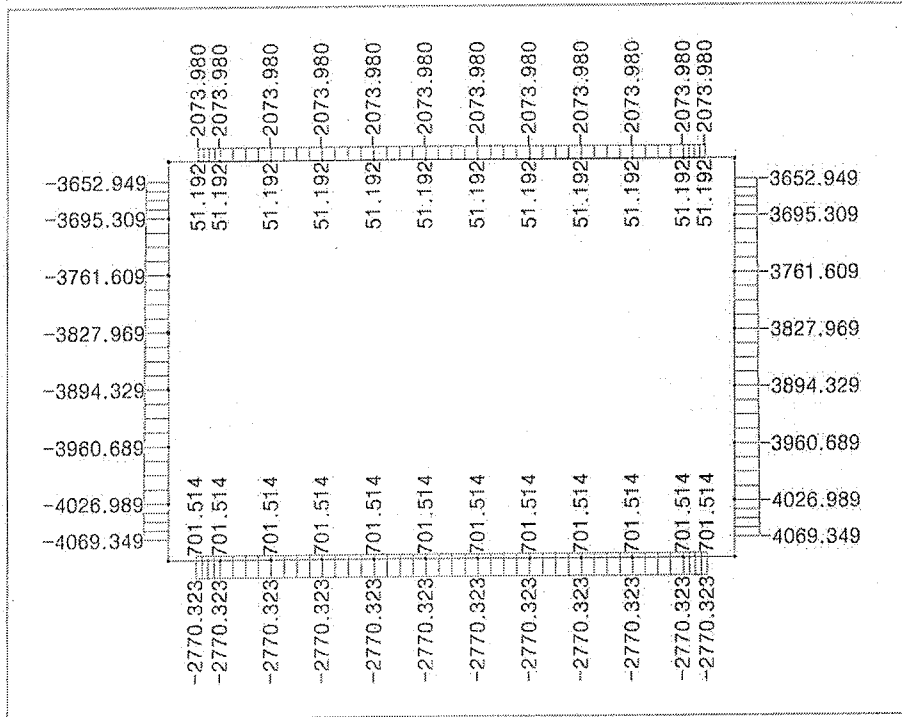
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



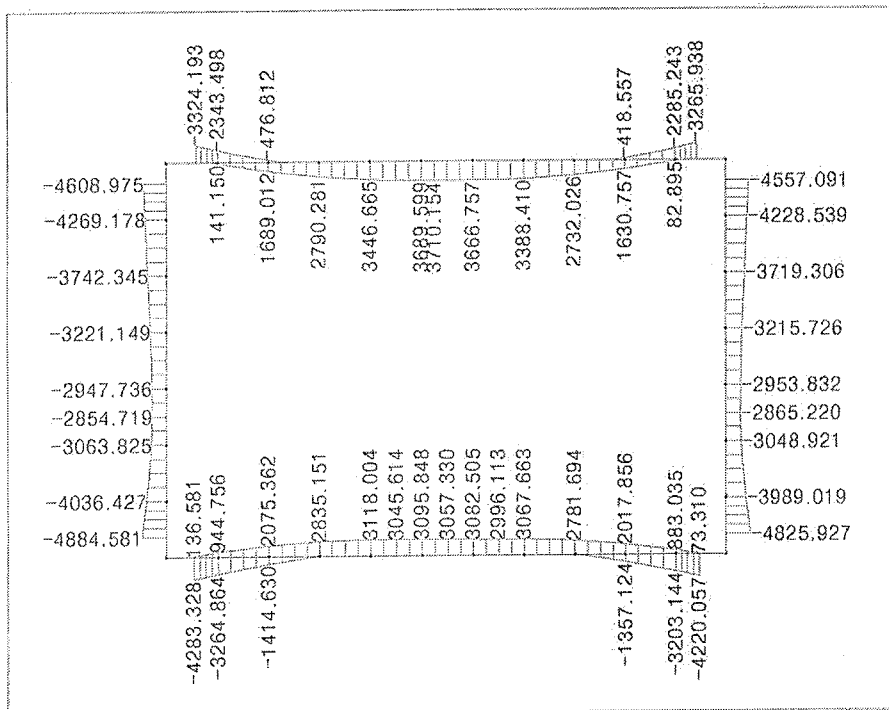
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

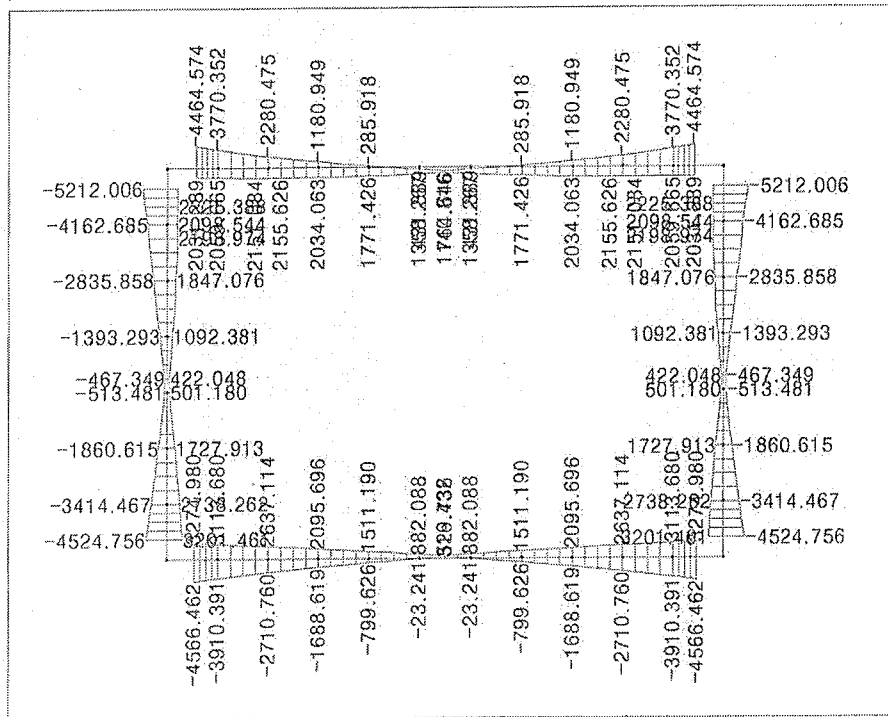


5) 단면력 정리

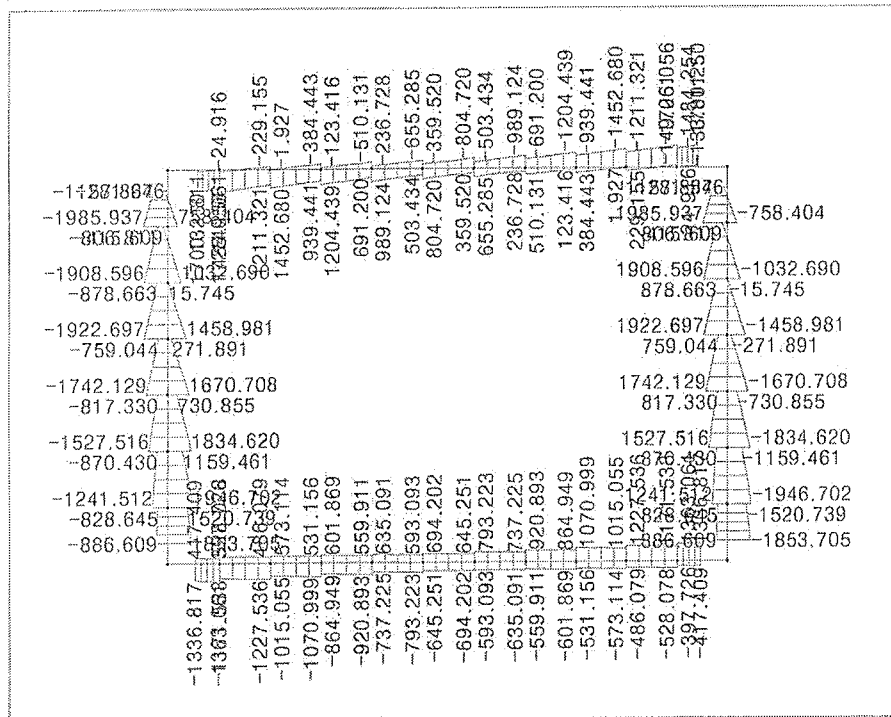
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	4922.53	2080.99	2073.98	3324.19	1000.00	1966.67	
		좌측 (하면)	2	0.00	2080.99	2073.98	0.00	1000.00	1800.00	
		중앙부	3	5024.91	509.59	2073.98	3710.15	1000.00	1800.00	
		우측 (상면)	4	4829.32	2080.99	2073.98	3265.94	1000.00	1966.67	
		우측 (하면)	5	0.00	2080.99	2073.98	0.00	1000.00	1800.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	1131.35	2092.98	2770.32	136.58	1000.00	1800.00	
		좌측 (하면)	7	6253.21	2092.98	2770.32	4283.33	1000.00	1800.00	
		중앙부 (상면)	8	4398.62	1700.09	2770.32	3118.00	1000.00	1800.00	
		중앙부 (하면)	9	0.00	1700.09	2770.32	0.00	1000.00	1800.00	
		우측 (상면)	10	1030.12	2086.73	2770.32	73.31	1000.00	1800.00	
		우측 (하면)	11	6151.98	2086.73	2770.32	4220.06	1000.00	1800.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	12	6685.30	752.74	3652.95	4608.98	1000.00	2166.67	
		상부 (내측)	13	0.00	752.74	3652.95	0.00	1000.00	2000.00	
		중앙부 (외측)	14	3984.33	1731.43	3894.33	2947.74	1000.00	2000.00	
		중앙부 (내측)	15	109.05	1731.43	3894.33	0.00	1000.00	2000.00	
		하부 (외측)	16	6969.17	1416.50	4069.35	4884.58	1000.00	2000.00	
		하부 (내측)	17	0.00	1416.50	4069.35	0.00	1000.00	2000.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	18	6602.28	727.25	3652.95	4557.09	1000.00	2166.67	
		상부 (내측)	19	0.00	727.25	3652.95	0.00	1000.00	2000.00	
		중앙부 (외측)	20	3994.09	1717.45	3894.33	2953.83	1000.00	2000.00	
		중앙부 (내측)	21	107.82	1717.45	3894.33	0.00	1000.00	2000.00	
		하부 (외측)	22	6875.32	1402.53	4069.35	4825.93	1000.00	2000.00	
		하부 (내측)	23	0.00	1402.53	4069.35	0.00	1000.00	2000.00	

14.2 지진시(기능수행)

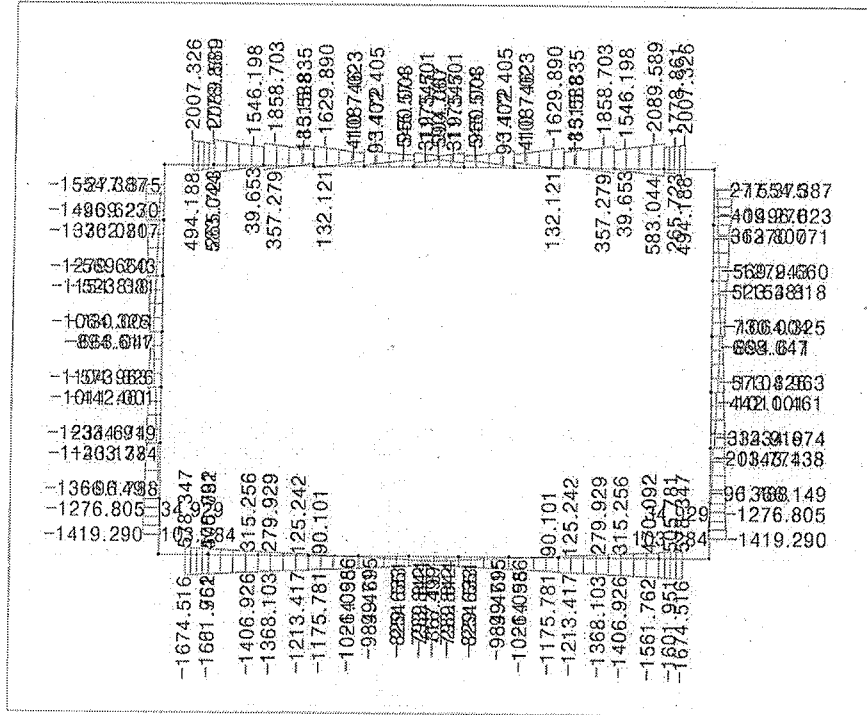
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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



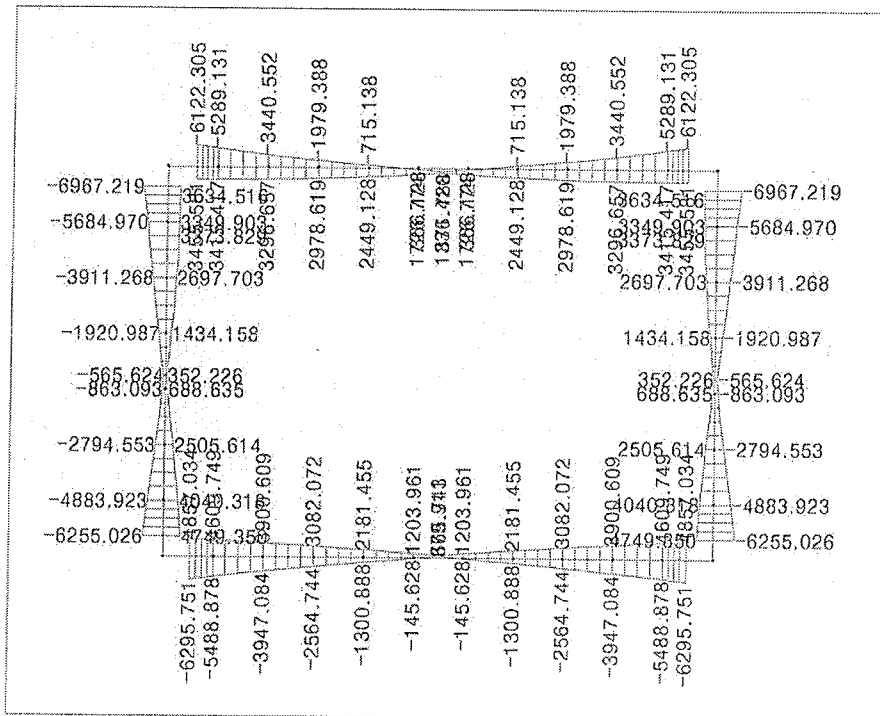
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	4464.57	1142.04	2007.33	1000.00	1966.67	
		좌측 (하면)	2	2031.29	1142.04	2007.33	1000.00	1800.00	
		중앙부	3	1266.16	676.41	1039.78	1000.00	1800.00	
		우측 (상면)	4	4464.57	1142.04	2007.33	1000.00	1966.67	
		우측 (하면)	5	2031.29	1142.04	2007.33	1000.00	1800.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	3274.98	1048.92	1674.52	1000.00	1800.00	
		좌측 (하면)	7	4566.46	1048.92	1674.52	1000.00	1800.00	
		중앙부 (상면)	8	1511.19	920.89	1021.10	1000.00	1800.00	
		중앙부 (하면)	9	799.63	920.89	1021.10	1000.00	1800.00	
		우측 (상면)	10	3274.98	1048.92	1674.52	1000.00	1800.00	
		우측 (하면)	11	4566.46	1048.92	1674.52	1000.00	1800.00	

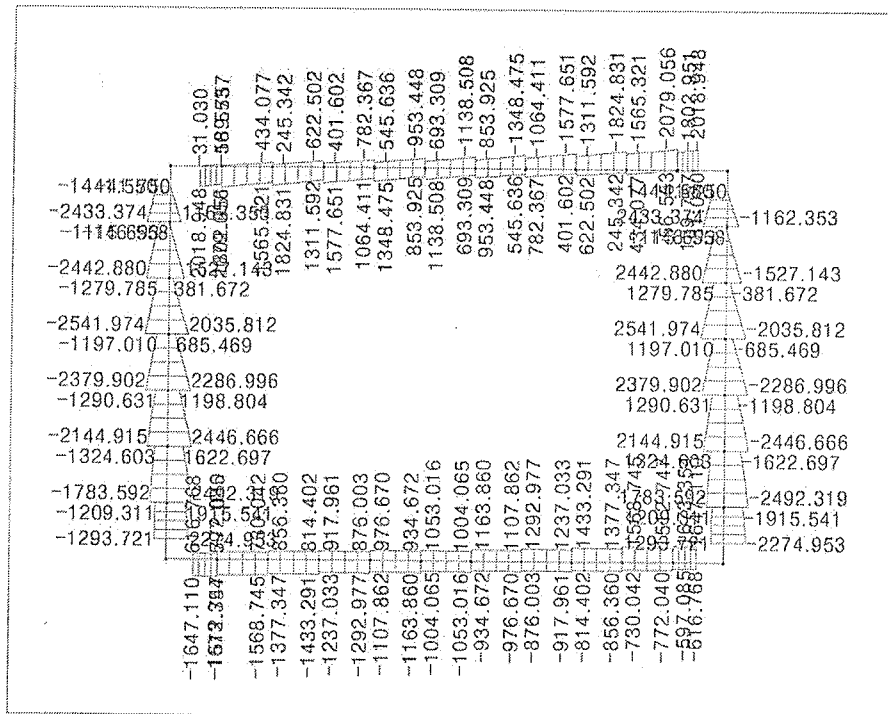
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	12	5212.01	858.67	1554.39	1000.00	2166.67	
		상부 (내측)	13	2156.74	858.67	1554.39	1000.00	2000.00	
		중앙부 (외측)	14	513.48	1593.48	1254.64	1000.00	2000.00	
		중앙부 (내측)	15	501.18	1593.48	1254.64	1000.00	2000.00	
		하부 (외측)	16	4524.76	1186.10	1419.29	1000.00	2000.00	
		하부 (내측)	17	3201.46	1186.10	1419.29	1000.00	2000.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	18	5212.01	858.67	1554.39	1000.00	2166.67	
		상부 (내측)	19	2156.74	858.67	1554.39	1000.00	2000.00	
		중앙부 (외측)	20	513.48	1593.48	1254.64	1000.00	2000.00	
		중앙부 (내측)	21	501.18	1593.48	1254.64	1000.00	2000.00	
		하부 (외측)	22	4524.76	1186.10	1419.29	1000.00	2000.00	
		하부 (내측)	23	3201.46	1186.10	1419.29	1000.00	2000.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

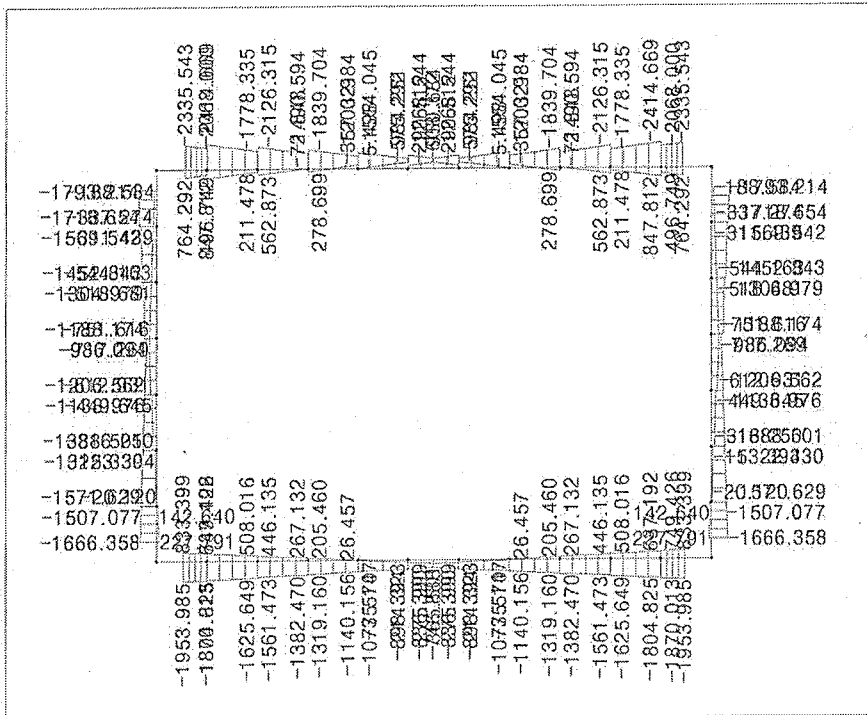
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	응답계수	전단력	축력				
			kN.m	kN.m	kN	kN	mm	mm		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	6122.31	2040.77	1514.19	2335.54	1000.00	1966.67	
		좌측 (하면)	2	3455.58	1151.86	1514.19	2335.54	1000.00	1800.00	
		중앙부	3	1548.21	516.07	1010.20	1109.61	1000.00	1800.00	
		우측 (상면)	4	6122.31	2040.77	1514.19	2335.54	1000.00	1966.67	
		우측 (하면)	5	3455.58	1151.86	1514.19	2335.54	1000.00	1800.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	4857.03	1619.01	1411.21	1953.99	1000.00	1800.00	
		좌측 (하면)	7	6295.75	2098.58	1411.21	1953.99	1000.00	1800.00	
		중앙부 (상면)	8	2181.46	727.15	1292.98	1140.16	1000.00	1800.00	
		중앙부 (하면)	9	1300.89	433.63	1292.98	1140.16	1000.00	1800.00	
		우측 (상면)	10	4857.03	1619.01	1411.21	1953.99	1000.00	1800.00	
		우측 (하면)	11	6295.75	2098.58	1411.21	1953.99	1000.00	1800.00	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	12	6967.22	2322.41	1317.54	1793.21	1000.00	2166.67	
		상부 (내측)	13	3616.45	1205.48	1317.54	1793.21	1000.00	2000.00	
		중앙부 (외측)	14	863.09	287.70	2104.98	1446.98	1000.00	2000.00	
		중앙부 (내측)	15	688.64	229.55	2104.98	1446.98	1000.00	2000.00	
		하부 (외측)	16	6255.03	2085.01	1652.38	1666.36	1000.00	2000.00	
		하부 (내측)	17	4749.35	1583.12	1652.38	1666.36	1000.00	2000.00	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	18	6967.22	2322.41	1317.54	1793.21	1000.00	2166.67	
		상부 (내측)	19	3616.45	1205.48	1317.54	1793.21	1000.00	2000.00	
		중앙부 (외측)	20	863.09	287.70	2104.98	1446.98	1000.00	2000.00	
		중앙부 (내측)	21	688.64	229.55	2104.98	1446.98	1000.00	2000.00	
		하부 (외측)	22	6255.03	2085.01	1652.38	1666.36	1000.00	2000.00	
		하부 (내측)	23	4749.35	1583.12	1652.38	1666.36	1000.00	2000.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트

(kN.m)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고	
			20	30	붕괴	기능			
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-4922.53	-	-2040.77	-4464.57	-4922.53	
		좌측 (하면)	2	-	-	1151.86	2031.29	2031.29	
		중앙부	3	5024.91	-	516.07	1266.16	5024.91	
		우측 (상면)	4	-4829.32	-	-2040.77	-4464.57	-4829.32	
		우측 (하면)	5	-	-	1151.86	2031.29	2031.29	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	1131.35	-	1619.01	3274.98	3274.98	
		좌측 (하면)	7	-6253.21	-	-2098.58	-4566.46	-6253.21	
		중앙부 (상면)	8	4398.62	-	727.15	1511.19	4398.62	
		중앙부 (하면)	9	-	-	-433.63	-799.63	-799.63	
		우측 (상면)	10	1030.12	-	1619.01	3274.98	3274.98	
		우측 (하면)	11	-6151.98	-	-2098.58	-4566.46	-6151.98	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	12	-6685.30	-	-2322.41	-5212.01	-6685.30	
		상부 (내측)	13	-	-	1205.48	2156.74	2156.74	
		중앙부 (외측)	14	-3984.33	-	-287.70	-513.48	-3984.33	
		중앙부 (내측)	15	109.05	-	229.55	501.18	501.18	
		하부 (외측)	16	-6969.17	-	-2085.01	-4524.76	-6969.17	
		하부 (내측)	17	-	-	1583.12	3201.46	3201.46	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	18	-6602.28	-	-2322.41	-5212.01	-6602.28	
		상부 (내측)	19	-	-	1205.48	2156.74	2156.74	
		중앙부 (외측)	20	-3994.09	-	-287.70	-513.48	-3994.09	
		중앙부 (내측)	21	107.82	-	229.55	501.18	501.18	
		하부 (외측)	22	-6875.32	-	-2085.01	-4524.76	-6875.32	
		하부 (내측)	23	-	-	1583.12	3201.46	3201.46	

2) 전단력

(kN)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고	
			2D	3D	붕괴	기능			
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	2080.99	-	1514.19	1142.04	2080.99	
		좌측 (하면)	2	2080.99	-	1514.19	1142.04	2080.99	
		중앙부	3	509.59	-	1010.20	676.41	1010.20	
		우측 (상면)	4	-2080.99	-	-1514.19	-1142.04	-2080.99	
		우측 (하면)	5	-2080.99	-	-1514.19	-1142.04	-2080.99	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-2092.98	-	-1411.21	-1048.92	-2092.98	
		좌측 (하면)	7	-2092.98	-	-1411.21	-1048.92	-2092.98	
		중앙부 (상면)	8	-1700.09	-	-1292.98	-920.89	-1700.09	
		중앙부 (하면)	9	-1700.09	-	-1292.98	-920.89	-1700.09	
		우측 (상면)	10	2086.73	-	1411.21	1048.92	2086.73	
		우측 (하면)	11	2086.73	-	1411.21	1048.92	2086.73	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	12	-752.74	-	-1317.54	-858.67	-1317.54	
		상부 (내측)	13	-752.74	-	-1317.54	-858.67	-1317.54	
		중앙부 (외측)	14	1731.43	-	2104.98	1593.48	2104.98	
		중앙부 (내측)	15	1731.43	-	2104.98	1593.48	2104.98	
		하부 (외측)	16	1416.50	-	1652.38	1186.10	1652.38	
		하부 (내측)	17	1416.50	-	1652.38	1186.10	1652.38	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	18	727.25	-	1317.54	858.67	1317.54	
		상부 (내측)	19	727.25	-	1317.54	858.67	1317.54	
		중앙부 (외측)	20	-1717.45	-	-2104.98	-1593.48	-2104.98	
		중앙부 (내측)	21	-1717.45	-	-2104.98	-1593.48	-2104.98	
		하부 (외측)	22	-1402.53	-	-1652.38	-1186.10	-1652.38	
		하부 (내측)	23	-1402.53	-	-1652.38	-1186.10	-1652.38	

3) 축력

(kN)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고	
			2D	3D	붕괴	기능			
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-2073.98	-	-2335.54	-2007.33	-2335.54	
		좌측 (하면)	2	-2073.98	-	-2335.54	-2007.33	-2335.54	
		중앙부	3	-2073.98	-	-1109.61	-1039.78	-2073.98	
		우측 (상면)	4	-2073.98	-	-2335.54	-2007.33	-2335.54	
		우측 (하면)	5	-2073.98	-	-2335.54	-2007.33	-2335.54	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-2770.32	-	-1953.99	-1674.52	-2770.32	
		좌측 (하면)	7	-2770.32	-	-1953.99	-1674.52	-2770.32	
		중앙부 (상면)	8	-2770.32	-	-1140.16	-1021.10	-2770.32	
		중앙부 (하면)	9	-2770.32	-	-1140.16	-1021.10	-2770.32	
		우측 (상면)	10	-2770.32	-	-1953.99	-1674.52	-2770.32	
		우측 (하면)	11	-2770.32	-	-1953.99	-1674.52	-2770.32	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	12	-3652.95	-	-1793.21	-1554.39	-3652.95	
		상부 (내측)	13	-3652.95	-	-1793.21	-1554.39	-3652.95	
		중앙부 (외측)	14	-3894.33	-	-1446.98	-1254.64	-3993.84	
		중앙부 (내측)	15	-3894.33	-	-1446.98	-1254.64	-3993.84	
		하부 (외측)	16	-4069.35	-	-1666.36	-1419.29	-4069.35	
		하부 (내측)	17	-4069.35	-	-1666.36	-1419.29	-4069.35	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	18	-3652.95	-	-1793.21	-1554.39	-3652.95	
		상부 (내측)	19	-3652.95	-	-1793.21	-1554.39	-3652.95	
		중앙부 (외측)	20	-3894.33	-	-1446.98	-1254.64	-3993.84	
		중앙부 (내측)	21	-3894.33	-	-1446.98	-1254.64	-3993.84	
		하부 (외측)	22	-4069.35	-	-1666.36	-1419.29	-4069.35	
		하부 (내측)	23	-4069.35	-	-1666.36	-1419.29	-4069.35	

4) 사용모멘트

(kN.m)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고	
			20	30	붕괴	기능			
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-3324.19	-	-	-	-3324.19	
		좌측 (하면)	2	-	-	-	-	-	
		중앙부	3	3710.15	-	-	-	3710.15	
		우측 (상면)	4	-3265.94	-	-	-	-3265.94	
		우측 (하면)	5	-	-	-	-	-	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	136.58	-	-	-	136.58	
		좌측 (하면)	7	-4283.33	-	-	-	-4283.33	
		중앙부 (상면)	8	3118.00	-	-	-	3118.00	
		중앙부 (하면)	9	-	-	-	-	-	
		우측 (상면)	10	73.31	-	-	-	73.31	
		우측 (하면)	11	-4220.06	-	-	-	-4220.06	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	12	-4608.98	-	-	-	-4608.98	
		상부 (내측)	13	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	14	-2947.74	-	-	-	-2947.74	
		중앙부 (내측)	15	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	16	-4884.58	-	-	-	-4884.58	
		하부 (내측)	17	-	-	-	-	-	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	18	-4557.09	-	-	-	-4557.09	
		상부 (내측)	19	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	20	-2953.83	-	-	-	-2953.83	
		중앙부 (내측)	21	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	22	-4825.93	-	-	-	-4825.93	
		하부 (내측)	23	-	-	-	-	-	

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 (상면)	1	1000	1817	4922.52	6035.60	8300.02	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.23
		좌측 (하면)	1	1000	1720	2031.29	3262.66	2575.70	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.61
		중앙부	2	1000	1675	5024.91	6154.90	9268.77	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.80	1.22
		우측 (상면)	3	1000	1817	4829.32	6035.60	8136.20	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.25
		우측 (하면)	3	1000	1720	2031.29	3262.66	2575.70	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.61
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1000	1720	3274.98	3743.27	5763.71	H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	6623.20	1.14
		좌측 (하면)	4	1000	1650	6253.21	6650.30	11893.67	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.06
		중앙부 (상면)	5	1000	1673	4398.62	4699.00	8071.60	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	8650.00	1.07
		중앙부 (하면)	5	1000	1700	799.63	1806.29	1393.39	H32 - 4.0EA	3176.80	2.26
		우측 (상면)	6	1000	1720	3274.98	3743.27	5763.71	H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	6623.20	1.14
		우측 (하면)	6	1000	1650	6151.98	6650.30	11687.55	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.08
좌측벽체	1층	상부 (외측)	7	1000	2017	6685.30	13269.83	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	13081.60	1.99
		상부 (내측)	7	1000	1920	2156.74	10979.14	-	H16 - 8.0EA	13081.60	5.09
		중앙부 (외측)	8	1000	1867	3984.33	12431.33	-	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	11119.20	3.12
		중앙부 (내측)	8	1000	1920	501.18	3939.24	-	H16 - 8.0EA	11119.20	7.86
		하부 (외측)	9	1000	1850	6969.17	12663.12	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	14296.00	1.82
		하부 (내측)	9	1000	1920	3201.46	10136.40	-	H16 - 8.0EA	14296.00	3.17
우측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	2017	6602.28	13351.74	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	13081.60	2.02
		상부 (내측)	10	1000	1920	2156.74	10979.14	-	H16 - 8.0EA	13081.60	5.09
		중앙부 (외측)	11	1000	1867	3994.09	12422.58	-	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	11119.20	3.11
		중앙부 (내측)	11	1000	1920	501.18	3939.24	-	H16 - 8.0EA	11119.20	7.86
		하부 (외측)	12	1000	1850	6875.32	12733.56	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	14296.00	1.85
		하부 (내측)	12	1000	1920	3201.46	10136.40	-	H16 - 8.0EA	14296.00	3.17

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치		ΦV_c	V_u	ΦV_n	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	2081.0	2382.47	2.00	305.84	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	2	1088.1	1010.2	1753.55	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	3	1071.7	2081.0	2382.47	2.00	305.84	H16	150	397.20	O.K
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1086.7	2093.0	2415.88	2.00	300.71	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	1086.7	1700.1	1751.30	2.00	366.59	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	1086.7	2086.7	2415.88	2.00	298.84	H16	150	397.20	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1358.4	1317.5	2295.96	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	8	1385.4	2105.0	2331.40	2.00	192.75	H13	150	253.40	O.K
		하부	9	1376.2	1652.4	2313.82	2.00	74.63	H13	150	253.40	O.K
우측 벽체	1 층	상부	10	1358.4	1317.5	2295.96	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	11	1385.4	2105.0	2331.40	2.00	192.75	H13	150	253.40	O.K
		하부	12	1376.2	1652.4	2313.82	2.00	74.63	H13	150	253.40	O.K

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1966.67	1816.67	100.00	4922.53	2080.99

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 10278.400 \times 400.00 = 4111360.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 179.144 \text{ mm, } c = 179.144 / \beta_1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1866.67 - 210.758) / 210.758 = 0.02357$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0 ; A_s = 8300.018 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.238]

$$1\text{단} : H29 - 8.0 \text{ EA} (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 8.0 \text{ EA} (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 , \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times \rho_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00566$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 179.144 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 10278.400 \times 400 \times (1816.67 - a/2) = 6035.601 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 4922.525 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.226]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 1650.00 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1650.00 = 1071.706 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 2080.994 \text{ kN}) , \text{전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (2080.994 - 1071.706) \times 150.00 / (400 \times 1650.00 \times \phi) \times 1000 = 305.845 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1650.00 / 150.00 \times 1000 = 1747.680 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1650.00 / 1000 = 5715.768 \text{ kN} \geq 1747.680 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1428.942 + 1747.680) = 2382.466 \text{ kN} \geq 2080.994 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 설계조건

$f_{ck} = 27\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	1800.0	1720.0	80.0	2031.289	2080.994

② 힘검토

■ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5746.400 \times 400.00 = 2298560.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 100.155 \text{ mm, } c = 100.155 / \beta_1 = 117.830 \text{ mm,}$$

$$e_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0.002$$

$$e_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (1720 - 117.830) / 117.830 = 0.0408$$

$$e_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면 } \phi = 0.850 \text{ 를 적용한다.}$$

■ 필요철근량 산정

$$\text{Req } A_s = M_u / (0.85 \times f_y \times (d - a / 2)) = 3535.701 \text{ mm}^2$$

$$a = \{0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 1.7 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times M_u)}\} / (0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b) = 60.540 \text{ mm}$$

■ 사용철근량

$$\text{Use } A_s = H32 @ 250.0\text{mm} + H29 @ 250.0\text{mm} = 5746.4 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, P_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$P_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi_f \times (f_{ck} / f_y) \times \{6000 / (6000 + f_y)\} = 0.02089$$

$$P_{use} = A_s / b d = 0.0033$$

$$4/3 P_{req} < P_{use} \rightarrow \text{철근비 만족,}$$

∴ - O.K -

■ 힘에 대한 검토

$$\phi M_n = 0.85 \times 5746.4 \times 400 \times (1720.0 - a / 2) = 3262.655 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 100.155 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (2031.289 \text{ kN} \cdot \text{m}) [\text{안전률 } 1.606]$$

∴ - O.K -

③ 전단검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1720.0 = 1117.173 \text{ kN}$$

< $V_u (=2080.994 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$$A_{v_req} = (2080.994 - 1117.173) \times 150 / (400 \times 1720 \times \phi) \times 1000 = 280.181 \text{ kN}$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16 - 2 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.20 \times 400.00 \times 1720.00 / 150.00 \times 1000 = 1821.824 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000 \times 1720 \times 1000 = 5958.255 \text{ kN} \geq 1821.824 \text{ kN} \quad \therefore - \text{O.K} -$$

$$S = 150.00 < 860 \text{ (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2)} \quad \therefore - \text{O.K} -$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1489.564 + 1821.824) = 2483.541 \text{ kN} \geq 2080.994 \text{ kN} \quad \therefore - \text{O.K} -$$

■ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1675.28	80.00	5024.91	1010.20

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 11492.800 \times 400.00 = 4597120.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 200.310 \text{ mm, } c = 200.310 / \beta_1 = 200.310 / 0.85 = 235.659 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1720.00 - 235.659) / 235.659 = 0.01890$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 9268.774 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 124.7 mm), [사용률 = 1.240]

$$1\text{단} : H32 - 8.0 \text{ EA} (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 8.0 \text{ EA} (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00686$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 200.310 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 11492.800 \times 400 \times (1675.28 - a/2) = 6154.895 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 5024.911 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.225]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1675.28 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1675.28 = 1088.128 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 1010.198 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1966.67	1816.67	100.00	4829.32	2080.99

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 10278.400 \times 400.00 = 4111360.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 179.144 \text{ mm, } c = 179.144 / \beta_1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1866.67 - 210.758) / 210.758 = 0.02357$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 8136.198 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.263]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times \rho_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00566$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 179.144 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 10278.400 \times 400 \times (1816.67 - a/2) = 6035.601 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 4829.317 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.250]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 1650.00 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1650.00 = 1071.706 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 2080.994 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (2080.994 - 1071.706) \times 150.00 / (400 \times 1650.00 \times \phi) \times 1000 = 305.845 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1650.00 / 150.00 \times 1000 = 1747.680 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1650.00 / 1000 = 5715.768 \text{ kN} \geq 1747.680 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1428.942 + 1747.680) = 2382.466 \text{ kN} \geq 2080.994 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

① 설계조건

$f_{ck} = 27\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	1800.0	1720.0	80.0	2031.289	2080.994

② 휨검토

■ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5746.400 \times 400.00 = 2298560.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 100.155 \text{ mm, } c = 100.155 / \beta_1 = 117.830 \text{ mm,}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (1720 - 117.830) / 117.830 = 0.0408$$

$$\epsilon_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면 } \phi = 0.850 \text{ 를 적용한다.}$$

■ 필요철근량 산정

$$\text{Req } A_s = M_u / (0.85 \times f_y \times (d - a / 2)) = 3535.701 \text{ mm}^2$$

$$a = \{0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 1.7 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times M_u)} / (0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b) = 60.540 \text{ mm}$$

■ 사용철근량

$$\text{Use } A_s = H32 @ 250.0\text{mm} + H29 @ 250.0\text{mm} = 5746.4 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, P_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$P_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi_f \times (f_{ck} / f_y) \times (6000 / (6000 + f_y)) = 0.02089$$

$$P_{use} = A_s / bd = 0.0033$$

$$4/3 P_{req} < P_{use} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K.}$$

■ 휨에 대한 검토

$$\phi M_n = 0.85 \times 5746.4 \times 400 \times (1720.0 - a / 2) = 3262.655 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 100.155 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (2,031.289 \text{ kN} \cdot \text{m}) [\text{안전률 } 1.606] \therefore \text{O.K.}$$

③ 전단검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1720.0 = 1117.173 \text{ kN}$$

$$< V_u (=2,080.994 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (2,080.994 - 1,117.173) \times 150 / (400 \times 1720 \times \Phi) \times 1000 = 280.181 \text{ kN}$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16 - 2 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.20 \times 400.00 \times 1720.00 / 150.00 \times 1000 = 1821.824 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000 \times 1720 \times 1000 = 5958.255 \text{ kN} \geq 1,821.824 \text{ kN} \therefore \text{O.K.}$$

$$S_s = 150.00 < 860 \text{ (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2)} \therefore \text{O.K.}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1489.564 + 1821.824) = 2483.541 \text{ kN} \geq 2080.994 \text{ kN} \therefore \text{O.K.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 설계조건

$f_{ck} = 27\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	1800.0	1720.0	80.0	3274.980	2092.982

② 휨검토

■ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 6623.200 \times 400.00 = 2649280.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 115.437 \text{ mm, } c = 115.437 / \beta_1 = 135.808 \text{ mm,}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d - c) / c = 0.0030 \times (1720 - 135.808) / 135.808 = 0.0350$$

$$\epsilon_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면 } \phi = 0.850 \text{ 를 적용한다.}$$

■ 필요철근량 산정

$$\text{Req } A_s = M_u / (0.85 \times f_y \times (d - a / 2)) = 5763.710 \text{ mm}^2$$

$$a = \{0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 1.7 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times M_u)} / (0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b) = 97.606 \text{ mm}$$

■ 사용철근량

$$\text{Use } A_s = H29 @ 250.0\text{mm} + H25 @ 125.0\text{mm} = 6623.2 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, P_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$P_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{6000 / (6000 + f_y)\} = 0.02089$$

$$P_{use} = A_s / bd = 0.0039$$

$$\therefore P_{max} \geq P_{use} \geq P_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore - \text{O.K.} -$$

■ 휨에 대한 검토

$$\phi M_n = 0.85 \times 6623.2 \times 400 \times (1,720.0 - a / 2) = 3743.272 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 115.437 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (3,274.980 \text{ kN} \cdot \text{m}) [\text{안전률 } 1.143] \therefore - \text{O.K.} -$$

③ 전단검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1,720.0 = 1117.173 \text{ kN}$$

< $V_u (=2,092.982 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$$A_{v_req} = (2,092.982 - 1,117.173) \times 150 / (400 \times 1720 \times \phi) \times 1000 = 283.665 \text{ kN}$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16 - 2 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.20 \times 400.00 \times 1,720.00 / 150.00 \times 1000 = 1821.824 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000 \times 1720 \times 1000 = 5958.255 \text{ kN} \geq 1,821.824 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$S = 150.00 < 860 \text{ (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2)} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1489.564 + 1821.824) = 2483.541 \text{ kN} \geq 2092.982 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1650.00	100.00	6253.21	2092.98

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 12707.200 \times 400.00 = 5082880.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 221.476 \text{ mm, } c = 221.476 / \beta_1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1700.00 - 260.560) / 260.560 = 0.01657$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 11893.668 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.068]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times \rho_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00770$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 221.476 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 12707.200 \times 400 \times (1650.00 - a/2) = 6650.301 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 6253.209 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.064]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 1650.00 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1650.00 = 1071.706 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 2092.982 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (2092.982 - 1071.706) \times 150.00 / (400 \times 1650.00 \times \phi) \times 1000 = 309.477 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1650.00 / 150.00 \times 1000 = 1747.680 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1650.00 / 1000 = 5715.768 \text{ kN} \geq 1747.680 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1428.942 + 1747.680) = 2382.466 \text{ kN} \geq 2092.982 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1673.14	80.00	4398.62	1700.09

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 8650.000 \times 400.00 = 3460000.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 150.763 \text{ mm, } c = 150.763 / \beta_1 = 150.763 / 0.85 = 177.368 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1720.00 - 177.368) / 177.368 = 0.02609$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 8071.596 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8650.0 mm^2 (철근도심 : 126.9 mm), [사용률 = 1.072]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm^2)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00517$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 150.763 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 8650.000 \times 400 \times (1673.14 - a/2) = 4699.001 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 4398.624 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K} \text{ [안전률 1.068]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1673.14 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1673.14 = 1086.735 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1700.088 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1700.088 - 1086.735) \times 300.00 / (400 \times 1673.14 \times \phi) \times 1000 = 366.589 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)}$$

$$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1673.14 / 300.00 \times 1000 = 886.094 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1673.14 / 1000 = 5795.919 \text{ kN} \geq 886.094 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1448.980 + 886.094) = 1751.305 \text{ kN} \geq 1700.088 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	799.63	1700.09

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3176.800 \times 400.00 = 1270720.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 55.369 \text{ mm, } c = 55.369 / \beta_1 = 55.369 / 0.85 = 65.140 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1700.00 - 65.140) / 65.140 = 0.07529$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 1393.388 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3176.8 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.280]

$$1\text{단} : \text{H32} - 4.0 \text{ EA} (= 3176.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00187$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 55.369 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 3176.800 \times 400 \times (1700.00 - a/2) = 1806.288 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 799.626 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.259]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1700.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1700.00 = 1104.182 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1700.088 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1700.088 - 1104.182) \times 300.00 / (400 \times 1700.00 \times \phi) \times 1000 = 350.533 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)}$$

$$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1700.00 / 300.00 \times 1000 = 900.320 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1700.00 / 1000 = 5888.973 \text{ kN} \geq 900.320 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1472.243 + 900.320) = 1779.422 \text{ kN} \geq 1700.088 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

① 설계조건

$f_{ck} = 27\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	1800.0	1720.0	80.0	3274.980	2086.728

② 휨검토

■ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 6623.200 \times 400.00 = 2649280.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 115.437 \text{ mm, } c = 115.437 / \beta_1 = 135.808 \text{ mm,}$$

$$e_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0.002$$

$$e_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (1720 - 135.808) / 135.808 = 0.0350$$

$$e_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면 } \phi = 0.850 \text{ 를 적용한다.}$$

■ 필요철근량 산정

$$\text{Req } A_s = M_u / (0.85 \times f_y \times (d - a / 2)) = 5763.710 \text{ mm}^2$$

$$a = \{0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 1.7 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times M_u)} / (0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b) = 97.606 \text{ mm}$$

■ 사용철근량

$$\text{Use } A_s = H29 @ 250.0\text{mm} + H25 @ 125.0\text{mm} = 6623.2 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, P_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$P_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi_x \times (f_{ck} / f_y) \times \{6000 / (6000 + f_y)\} = 0.02089$$

$$P_{use} = A_s / b d = 0.0039$$

$$\therefore P_{max} \geq P_{use} \geq P_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K.}$$

■ 휨에 대한 검토

$$\phi M_n = 0.85 \times 6623.2 \times 400 \times (1,720.0 - a / 2) = 3743.272 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 115.437 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (3,274.980 \text{ kN} \cdot \text{m}) [\text{안전률 } 1.143] \therefore \text{O.K.}$$

③ 전단검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1,720.0 = 1117.173 \text{ kN}$$

< $V_u (=2,086.728 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$$A_{v_req} = (2,086.728 - 1,117.173) \times 150 / (400 \times 1720 \times \phi) \times 1000 = 281.847 \text{ kN}$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16 - 2 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.20 \times 400.00 \times 1,720.00 / 150.00 \times 1000 = 1821.824 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000 \times 1720 \times 1000 = 5958.255 \text{ kN} \geq 1,821.824 \text{ kN} \therefore \text{O.K.}$$

$$S = 150.00 < 860 \text{ (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2)} \therefore \text{O.K.}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1489.564 + 1821.824) = 2483.541 \text{ kN} \geq 2086.728 \text{ kN} \therefore \text{O.K.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	파복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1673.14	80.00	3274.98	2086.73

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 8650.000 \times 400.00 = 3460000.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 150.763 \text{ mm, } c = 150.763 / \beta_1 = 150.763 / 0.85 = 177.368 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1720.00 - 177.368) / 177.368 = 0.02609$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 5940.853 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8650.0 mm^2 (철근도심 : 126.9 mm), [사용률 = 1.456]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm^2)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00517$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 150.763 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 8650.000 \times 400 \times (1673.14 - a/2) = 4699.001 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 3274.980 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.435]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1673.14 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1673.14 = 1086.735 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 2086.728 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (2086.728 - 1086.735) \times 150.00 / (400 \times 1673.14 \times \phi) \times 1000 = 298.838 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1673.14 / 150.00 \times 1000 = 1772.187 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1673.14 / 1000 = 5795.919 \text{ kN} \geq 1772.187 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1448.980 + 1772.187) = 2415.875 \text{ kN} \geq 2086.728 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1650.00	100.00	6151.98	2086.73

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 12707.200 \times 400.00 = 5082880.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 221.476 \text{ mm, } c = 221.476 / \beta_1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1700.00 - 260.560) / 260.560 = 0.01657$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 11687.545 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.087]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00770$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 221.476 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 12707.200 \times 400 \times (1650.00 - a/2) = 6650.301 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 6151.976 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.081]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 1650.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck} \times b \times d}$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27 \times 1000.00 \times 1650.00} = 1071.706 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 2086.728 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (2086.728 - 1071.706) \times 150.00 / (400 \times 1650.00 \times \Phi) \times 1000 = 307.582 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1650.00 / 150.00 \times 1000 = 1747.680 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1650.00 / 1000 = 5715.768 \text{ kN} \geq 1747.680 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi V_n = 0.75 \times (1428.942 + 1747.680) = 2382.466 \text{ kN} \geq 2086.728 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	2,167	100	2,017	3652.949	6685.298	1830.1

㉕ 철근비 검토

$A_s = 11492.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$
2단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 1588.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0060) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2166.7 \times 1000.0 = 49725000.0 \text{ N}$$

$$C_s = A_s \times f_y = 4597120.0 \text{ N}, C_s' = A_{sf} \times f_y = 635520.0 \text{ N}$$

$$X_p = (49725000.0 \times 1083.33 + 4597120.0 \times 150.000 + 635520.0 \times 2086.667) / 54957640.0 \\ = 1016.864 \text{ mm}$$

- 평형상태 계산

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1210.00 \text{ mm}, ab = k_1 \times c_b = 1028.50 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1028500.000 = 23604.075 \text{ kN}, \sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4597.120 \text{ kN}$$

$$P_b = 23604.075 + 599.057 - 4597.120 = 19606.012 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 635.553 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 19627.587 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} (e_b = M_b/P_b = 1001.100 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1830.110 \text{ mm})$$

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 642.24 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 545.90 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 545902.487 = 12528.462 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}, \sum T_{si} = 4597.120 \text{ kN}$$

$$P_n = 12528.462 + 599.057 - 4597.120 = 8530.399 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 743.913 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 15611.552 \text{ kN.m}$$

$$\text{- 편심오차 : } |e - M_n/P_n (= 1830.108)| = 0.0018 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$$

㉘ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2166.67 - 100.00 = 2066.667 \text{ mm}$$

$$c = 642.238 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 545.902 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2066.67 - 642.24) / 642.24 = 0.00665$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

㉙ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 43725.934 \text{ kN} \geq P_n = 8530.399 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.85 \times 8530.399 = 7250.839 \text{ kN} \geq P_u = 3652.949 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.830 = 13269.832 \text{ kN.m} \geq M_u = 6685.298 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

㉚ 전단에 대한 검토 ($d = 1850.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1850.00} = 1358.375 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 1317.536 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	2,000	80	1,920	3652.949	2156.744	590.4

㉕ 철근비 검토

$A_s = 1588.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 11492.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$\rho_{\min} (= 0.0012) \leq \rho_{\text{use}} (= 0.0065) \leq \rho_{\max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2000.0 \times 1000.0 = 45900000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 635520.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 4597120.0 \text{ N}$

$X_p = (45900000.0 \times 1000.00 + 635520.0 \times 80.000 + 4597120.0 \times 1850.000) / 51132640.0$
 $= 1064.985 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1152.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 979.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 979200.000 = 22472.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 4333.360 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_b = 22472.640 + 4333.360 - 635.520 = 26170.480 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 445.415 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 14037.372 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($eb = M_b/P_b = 536.382 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 590.412 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1027.37 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 873.26 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 873262.939 = 20041.384 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 4333.360 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_n = 20041.384 + 4333.360 - 635.520 = 23739.225 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 628.354 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 14016.018 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 590.416)| = 0.0042 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉘ 강도감소계수(ϕ) 산정

$dt = 2000.00 - 80.00 = 1920.000 \text{ mm}$

$c = 1027.368 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 873.263 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1920.00 - 1027.37) / 1027.37 = 0.00261$

$\rightarrow$ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형을 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\phi = 0.78$ 를 적용한다.

$\phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.783$

㉙ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 40665.934 \text{ kN} \geq P_n = 23739.225 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.78 \times 23739.225 = 18595.726 \text{ kN} \geq P_u = 3652.949 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.590 = 10979.135 \text{ kN.m} \geq M_u = 2156.744 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉚ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1920.00} = 1409.773 \text{ kN}$

$\geq V_u (= 1317.536 \text{ kN})$, 전단보강 불필요.

■ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

㉓ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	2,000	100	1,867	3993.839	3984.334	997.6

㉔ 철근비 검토

$A_s = 9530.400 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 133.33 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$
 2단 : H32- 4.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$
 $A_{sf} = 1588.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$
 $\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0056) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉕ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2000.0 \times 1000.0 = 45900000.0 \text{ N}$
 $C_s = A_s \times f_y = 3812160.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 635520.0 \text{ N}$
 $X_p = (45900000.0 \times 1000.00 + 3812160.0 \times 133.333 + 635520.0 \times 1920.000) / 50347680.0$
 $= 945.992 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1120.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 952.00 \text{ mm}$
 $C_c = 0.85 \times 27.0 \times 952000.000 = 21848.400 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 3812.160 \text{ kN}$
 $P_b = 21848.400 + 599.057 - 3812.160 = 18635.297 \text{ kN}$
 $M_b = C_c \times 578.008 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 16310.027 \text{ kN.m}$
 $eb < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($eb = M_b/P_b = 875.222 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 997.620 \text{ mm}$)

㉖ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 980.17 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 833.15 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 833147.685 = 19120.739 \text{ kN}$
 $\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 3812.160 \text{ kN}$
 $P_n = 19120.739 + 599.057 - 3812.160 = 15907.636 \text{ kN}$
 $M_n = C_c \times 529.418 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 15869.689 \text{ kN.m}$
 - 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 997.614)| = 0.0056 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉗ 강도감소계수(ϕ) 산정

$dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$
 $c = 980.174 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 833.148 \text{ mm}$
 $\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$
 $\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 980.17) / 980.17 = 0.00282$
 $\rightarrow$ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.
 최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.
 $\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\phi_c = 0.78$ 를 적용한다.
 $\phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.783$

㉘ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 40073.995 \text{ kN} \geq P_n = 15907.636 \text{ kN}$
 $\phi P_n = 0.78 \times 15907.636 = 12460.982 \text{ kN} \geq P_u = 3993.839 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$
 $\phi M_n = \phi P_n \times 0.998 = 12431.326 \text{ kN.m} \geq M_u = 3984.334 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉙ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1866.67 = 1385.374 \text{ kN}$
 $< V_u (= 2104.981 \text{ kN})$, 전단보강 필요.
 $\text{Req } A_v = (2104.981 - 1385.374) \times 150.00 / (400.0 \times 1866.67 \times \phi) = 192.752 \text{ mm}^2$
 $\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)
 $V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1866.67 / 150.00 = 1261.369 \text{ kN}$
 $V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1866.67 = 6466.323 \text{ kN} \geq 1261.369 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$
 $\phi V_n = 0.75 \times (1847.165 + 1261.369) = 2331.401 \text{ kN} \geq 2104.981 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

□ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	2,000	80	1,920	3993.839	501.18	125.5

㉕ 철근비 검토

$A_s = 1588.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 9530.400 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 133.33 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H32- 4.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0012) \leq \rho_{use} (= 0.0056) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2000.0 \times 1000.0 = 45900000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 635520.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 3812160.0 \text{ N}$

$X_p = (45900000.0 \times 1000.00 + 635520.0 \times 80.000 + 3812160.0 \times 1866.667) / 50347680.0$
 $= 1054.008 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1152.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 979.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 979200.000 = 22472.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 3593.437 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_b = 22472.640 + 3593.437 - 635.520 = 25430.557 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 456.392 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 13795.565 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 542.480 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 125.488 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2070.04 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1759.54 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1759537.354 = 40381.382 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 3662.534 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 40381.382 + 3662.534 - 0.000 = 44043.917 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 174.240 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 5527.112 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 125.491)| = 0.0026 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉘ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 80.00 = 1920.000 \text{ mm}$

$c = 2070.044 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1759.537 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1920.00 - 2070.04) / 2070.04 = -0.00022$

$\rightarrow$ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.78$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.783$

㉙ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 40073.995 \text{ kN} < P_n = 44043.917 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.78 \times 40073.995 = 31391.296 \text{ kN} \geq P_u = 3993.839 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.125 = 3939.241 \text{ kN.m} \geq M_u = 501.180 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉚ 전단에 대한 검토

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1920.00} = 1424.956 \text{ kN}$
 $< V_u (= 2104.981 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (2104.981 - 1424.956) \times 150.00 / (400.0 \times 1920.00 \times \Phi) = 177.090 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1920.00 / 150.00 = 1297.408 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1920.00 = 6651.075 \text{ kN} \geq 1297.408 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi V_n = 0.75 \times (1899.941 + 1297.408) = 2398.012 \text{ kN} \geq 2104.981 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 좌측벽체 하부_외측

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	2,000	100	1,850	4069.349	6969.166	1712.6

㉡ 철근비 검토

$A_s = 12707.200 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 1588.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0071) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉢ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2000.0 \times 1000.0 = 45900000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 5082880.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 635520.0 \text{ N}$

$X_p = (45900000.0 \times 1000.0 + 5082880.0 \times 150.00 + 635520.0 \times 1920.000) / 51618400.0$
 $= 927.627 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1110.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 943.50 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 943500.000 = 21653.325 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 5082.880 \text{ kN}$

$P_b = 21653.325 + 599.057 - 5082.880 = 17169.502 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 600.623 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 17552.555 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($e_b = M_b/P_b = 1022.310 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1712.600 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 675.78 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 574.41 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 574412.036 = 13182.756 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 5082.880 \text{ kN}$

$P_n = 13182.756 + 599.057 - 5082.880 = 8698.933 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 640.421 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 14897.736 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1712.593)| = 0.0063 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉤ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 675.779 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 574.412 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 675.78) / 675.78 = 0.00543$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉥ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 41032.245 \text{ kN} \geq P_n = 8698.933 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 8698.933 = 7394.093 \text{ kN} \geq P_u = 4069.349 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 1.713 = 12663.122 \text{ kN.m} \geq M_u = 6969.166 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉦ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1850.00} = 1376.245 \text{ kN}$

$< V_u (= 1652.378 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1652.378 - 1376.245) \times 150.00 / (400.0 \times 1850.00 \times \phi) = 74.631 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1850.00 / 150.00 = 1250.107 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1850.00 = 6408.588 \text{ kN} \geq 1250.107 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1834.993 + 1250.107) = 2313.825 \text{ kN} \geq 1652.378 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 좌측벽체 하부_내측

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	2,000	80	1,920	4069.349	3201.461	786.7

㉟ 철근비 검토

$A_s = 1588.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 12707.200 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$\rho_{\min} (= 0.0012) \leq \rho_{\text{use}} (= 0.0071) \leq \rho_{\max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㊱ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2000.0 \times 1000.0 = 45900000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 635520.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 5082880.0 \text{ N}$

$X_p = (45900000.0 \times 1000.00 + 635520.0 \times 80.000 + 5082880.0 \times 1850.000) / 51618400.0$
 $= 1072.373 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1152.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 979.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 979200.000 = 22472.640 \text{ kN}$, $\Sigma C_{si} = 4791.250 \text{ kN}$, $\Sigma T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_b = 22472.640 + 4791.250 - 635.520 = 26628.370 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 438.027 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 14200.106 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($eb = M_b/P_b = 533.270 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 786.726 \text{ mm}$)

㊱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 564.00 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 479.40 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 479401.245 = 11002.259 \text{ kN}$

$\Sigma C_{si} = 4791.250 \text{ kN}$, $\Sigma T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_n = 11002.259 + 4791.250 - 635.520 = 15157.988 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 832.672 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 11925.225 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 786.729)| = 0.0031 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㊱ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 2000.00 - 80.00 = 1920.000 \text{ mm}$

$c = 564.001 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 479.401 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1920.00 - 564.00) / 564.00 = 0.00721$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㊱ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 41032.245 \text{ kN} \geq P_n = 15157.988 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 15157.988 = 12884.290 \text{ kN} \geq P_u = 4069.349 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.787 = 10136.401 \text{ kN.m} \geq M_u = 3201.461 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㊱ 전단에 대한 검토

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1920.00 = 1428.319 \text{ kN}$

$< V_u (= 1652.378 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1652.378 - 1428.319) \times 150.00 / (400.0 \times 1920.00 \times \Phi) = 58.349 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1920.00 / 150.00 = 1297.408 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1920.00 = 6651.075 \text{ kN} \geq 1297.408 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi V_n = 0.75 \times (1904.425 + 1297.408) = 2401.375 \text{ kN} \geq 1652.378 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 우측벽체 상부 외측

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	2,167	100	2,017	3652.949	6602.284	1807.4

㉕ 철근비 검토

$A_s = 11492.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$
2단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 1588.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0060) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2166.7 \times 1000.0 = 49725000.0 \text{ N}$$

$$C_s = A_s \times f_y = 4597120.0 \text{ N}, C_s' = A_{sf} \times f_y = 635520.0 \text{ N}$$

$$X_p = (49725000.0 \times 1083.33 + 4597120.0 \times 150.000 + 635520.0 \times 2086.667) / 54957640.0 \\ = 1016.864 \text{ mm}$$

- 평형상태 계산

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1210.00 \text{ mm}, ab = k_1 \times c_b = 1028.50 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1028500.000 = 23604.075 \text{ kN}, \Sigma C_{si} = 599.057 \text{ kN}, \Sigma T_{si} = 4597.120 \text{ kN}$$

$$P_b = 23604.075 + 599.057 - 4597.120 = 19606.012 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 635.553 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 19627.587 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} (e_b = M_b/P_b = 1001.100 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1807.385 \text{ mm})$$

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 650.47 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 552.90 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 552899.245 = 12689.038 \text{ kN}$$

$$\Sigma C_{si} = 599.057 \text{ kN}, \Sigma T_{si} = 4597.120 \text{ kN}$$

$$P_n = 12689.038 + 599.057 - 4597.120 = 8690.975 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 740.414 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 15707.962 \text{ kN.m}$$

$$\text{- 편심오차 : } |e - M_n/P_n (= 1807.388)| = 0.0031 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$$

㉘ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 2166.67 - 100.00 = 2066.667 \text{ mm}$$

$$c = 650.470 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 552.899 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2066.67 - 650.47) / 650.47 = 0.00653$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

㉙ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 43725.934 \text{ kN} \geq P_n = 8690.975 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.85 \times 8690.975 = 7387.329 \text{ kN} \geq P_u = 3652.949 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.807 = 13351.744 \text{ kN.m} \geq M_u = 6602.284 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

㉚ 전단에 대한 검토 ($d = 1850.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1850.00 = 1358.375 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 1317.536 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 우측벽체 상부 내측

㉑ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	2,000	80	1,920	3652.949	2156.744	590.4

㉒ 철근비 검토

$A_s = 1588.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 11492.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0012) \leq \rho_{use} (= 0.0065) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉓ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2000.0 \times 1000.0 = 45900000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 635520.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 4597120.0 \text{ N}$

$X_p = (45900000.0 \times 1000.00 + 635520.0 \times 80.000 + 4597120.0 \times 1850.000) / 51132640.0$
 $= 1064.985 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1152.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 979.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 979200.000 = 22472.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 4333.360 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_b = 22472.640 + 4333.360 - 635.520 = 26170.480 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 445.415 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 14037.372 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($eb = M_b/P_b = 536.382 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 590.412 \text{ mm}$)

㉔ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1027.37 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 873.26 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 873262.939 = 20041.384 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 4333.360 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_n = 20041.384 + 4333.360 - 635.520 = 23739.225 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 628.354 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 14016.018 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 590.416)| = 0.0042 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉕ 강도감소계수(ϕ) 산정

$dt = 2000.00 - 80.00 = 1920.000 \text{ mm}$

$c = 1027.368 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 873.263 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1920.00 - 1027.37) / 1027.37 = 0.00261$

$\rightarrow$ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\phi = 0.78$ 를 적용한다.

$\phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.783$

㉖ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 40665.934 \text{ kN} \geq P_n = 23739.225 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.78 \times 23739.225 = 18595.726 \text{ kN} \geq P_u = 3652.949 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.590 = 10979.135 \text{ kN.m} \geq M_u = 2156.744 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉗ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1920.00} = 1409.773 \text{ kN}$

$\geq V_u (= 1317.536 \text{ kN})$, 전단보강 불필요.

㉑ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

㉒ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	2,000	100	1,867	3993.839	3994.088	1000.1

㉓ 철근비 검토

$A_s = 9530.400 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 133.33 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$
2단 : H32- 4.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 1588.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0056) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉔ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2000.0 \times 1000.0 = 45900000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 3812160.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 635520.0 \text{ N}$

$X_p = (45900000.0 \times 1000.00 + 3812160.0 \times 133.33 + 635520.0 \times 1920.000) / 50347680.0$
 $= 945.992 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1120.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 952.00 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 952000.000 = 21848.400 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 3812.160 \text{ kN}$

$P_b = 21848.400 + 599.057 - 3812.160 = 18635.297 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 578.008 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 16310.027 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($eb = M_b/P_b = 875.222 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1000.062 \text{ mm}$)

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 977.61 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 830.97 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 830968.730 = 19070.732 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 3812.160 \text{ kN}$

$P_n = 19070.732 + 599.057 - 3812.160 = 15857.629 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 530.507 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 15858.590 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1000.061)| = 0.0018 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉖ 강도감소계수(ϕ) 산정

$dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 977.610 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 830.969 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 977.61) / 977.61 = 0.00283$

$\rightarrow$ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\phi = 0.78$ 를 적용한다.

$\phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.783$

㉗ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 40073.995 \text{ kN} \geq P_n = 15857.629 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.78 \times 15857.629 = 12421.810 \text{ kN} \geq P_u = 3993.839 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 1.000 = 12422.584 \text{ kN.m} \geq M_u = 3994.088 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉘ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1866.67} = 1385.374 \text{ kN}$

$< V_u (= 2104.981 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (2104.981 - 1385.374) \times 150.00 / (400.0 \times 1866.67 \times \phi) = 192.752 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1866.67 / 150.00 = 1261.369 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1866.67 = 6466.323 \text{ kN} \geq 1261.369 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1847.165 + 1261.369) = 2331.401 \text{ kN} \geq 2104.981 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

㉑ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	2,000	80	1,920	3993.839	501.18	125.5

㉒ 철근비 검토

$A_s = 1588.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 9530.400 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 133.33 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H32- 4.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$\rho_{\min} (= 0.0012) \leq \rho_{\text{use}} (= 0.0056) \leq \rho_{\max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉓ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2000.0 \times 1000.0 = 45900000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 635520.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 3812160.0 \text{ N}$

$X_p = (45900000.0 \times 1000.00 + 635520.0 \times 80.000 + 3812160.0 \times 1866.667) / 50347680.0$
 $= 1054.008 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1152.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 979.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 979200.000 = 22472.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 3593.437 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_b = 22472.640 + 3593.437 - 635.520 = 25430.557 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 456.392 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 13795.565 \text{ kN.m}$

$eb > e \rightarrow \text{압축 파괴}$ ($eb = M_b/P_b = 542.480 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 125.488 \text{ mm}$)

㉔ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2070.04 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1759.54 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1759537.354 = 40381.382 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 3662.534 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 40381.382 + 3662.534 - 0.000 = 44043.917 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 174.240 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 5527.112 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 125.491)| = 0.0026 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉕ 강도감소계수(ϕ) 산정

$dt = 2000.00 - 80.00 = 1920.000 \text{ mm}$

$c = 2070.044 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1759.537 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1920.00 - 2070.04) / 2070.04 = -0.00022$

$\rightarrow$ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\phi = 0.78$ 를 적용한다.

$\phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.783$

㉖ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 40073.995 \text{ kN} < P_n = 44043.917 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.78 \times 40073.995 = 31391.296 \text{ kN} \geq P_u = 3993.839 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.125 = 3939.241 \text{ kN.m} \geq M_u = 501.180 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉗ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1920.00 = 1424.956 \text{ kN}$
 $< V_u (= 2104.981 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (2104.981 - 1424.956) \times 150.00 / (400.0 \times 1920.00 \times \phi) = 177.090 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1920.00 / 150.00 = 1297.408 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1920.00 = 6651.075 \text{ kN} \geq 1297.408 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1899.941 + 1297.408) = 2398.012 \text{ kN} \geq 2104.981 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	2,000	100	1,850	4069.349	6875.321	1689.5

㉟ 철근비 검토

$A_s = 12707.200 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 1588.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0071) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㊱ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2000.0 \times 1000.0 = 45900000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 5082880.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 635520.0 \text{ N}$

$X_p = (45900000.0 \times 1000.0 + 5082880.0 \times 150.00 + 635520.0 \times 1920.000) / 51618400.0$
 $= 927.627 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1110.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 943.50 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 943500.000 = 21653.325 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 5082.880 \text{ kN}$

$P_b = 21653.325 + 599.057 - 5082.880 = 17169.502 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 600.623 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 17552.555 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($eb = M_b/P_b = 1022.310 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1689.538 \text{ mm}$)

㊲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 684.38 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 581.72 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 581722.844 = 13350.539 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 5082.880 \text{ kN}$

$P_n = 13350.539 + 599.057 - 5082.880 = 8866.716 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 636.766 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 14980.672 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1689.540)| = 0.0017 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㊳ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 684.380 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 581.723 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 684.38) / 684.38 = 0.00533$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㊴ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 41032.245 \text{ kN} \geq P_n = 8866.716 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 8866.716 = 7536.709 \text{ kN} \geq P_u = 4069.349 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.690 = 12733.558 \text{ kN.m} \geq M_u = 6875.321 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㊵ 전단에 대한 검토

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1850.00} = 1376.245 \text{ kN}$

$< V_u (= 1652.378 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1652.378 - 1376.245) \times 150.00 / (400.0 \times 1850.00 \times \Phi) = 74.631 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1850.00 / 150.00 = 1250.107 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1850.00 = 6408.588 \text{ kN} \geq 1250.107 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi V_n = 0.75 \times (1834.993 + 1250.107) = 2313.825 \text{ kN} \geq 1652.378 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	2,000	80	1,920	4069.349	3201.461	786.7

㉕ 철근비 검토

$A_s = 1588.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 12707.200 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$\rho_{\min} (= 0.0012) \leq \rho_{\text{use}} (= 0.0071) \leq \rho_{\max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2000.0 \times 1000.0 = 45900000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 635520.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 5082880.0 \text{ N}$

$X_p = (45900000.0 \times 1000.0 + 635520.0 \times 80.00 + 5082880.0 \times 1850.000) / 51618400.0$
 $= 1072.373 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1152.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 979.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 979200.000 = 22472.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 4791.250 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_b = 22472.640 + 4791.250 - 635.520 = 26628.370 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 438.027 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 14200.106 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($eb = M_b/P_b = 533.270 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 786.726 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 564.00 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 479.40 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 479401.245 = 11002.259 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 4791.250 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_n = 11002.259 + 4791.250 - 635.520 = 15157.988 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 832.672 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 11925.225 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 786.729)| = 0.0031 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉘ 강도감소계수(ϕ) 산정

$dt = 2000.00 - 80.00 = 1920.000 \text{ mm}$

$c = 564.001 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 479.401 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1920.00 - 564.00) / 564.00 = 0.00721$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉙ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 41032.245 \text{ kN} \geq P_n = 15157.988 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 15157.988 = 12884.290 \text{ kN} \geq P_u = 4069.349 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.787 = 10136.401 \text{ kN.m} \geq M_u = 3201.461 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉚ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1920.00 = 1428.319 \text{ kN}$

$< V_u (= 1652.378 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1652.378 - 1428.319) \times 150.00 / (400.0 \times 1920.00 \times \phi) = 58.349 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1920.00 / 150.00 = 1297.408 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1920.00 = 6651.075 \text{ kN} \geq 1297.408 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1904.425 + 1297.408) = 2401.375 \text{ kN} \geq 1652.378 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2648.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 상부슬래브 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2648.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2648.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2648.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

5) 하부슬래브 : 중앙부_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

6) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2648.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2648.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

7) 좌측벽체 : 상부_외측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 2000 \times 0.0020 = 4000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

8) 좌측벽체 : 중앙부_외측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 2000 \times 0.0020 = 4000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

9) 좌측벽체 : 하부_내측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 2000 \times 0.0020 = 4000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

10) 우측벽체 : 상부_내측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 2000 \times 0.0020 = 4000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

11) 우측벽체 : 중앙부_내측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 2000 \times 0.0020 = 4000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

12) 우측벽체 : 하부_내측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 2000 \times 0.0020 = 4000.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

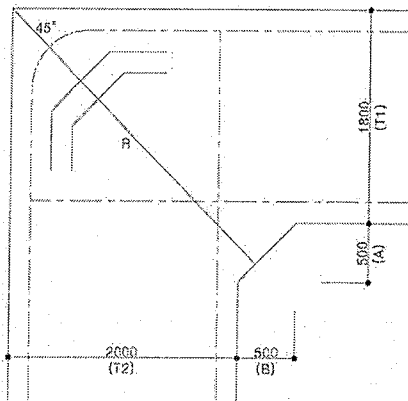
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1800.0 \text{ mm}^2 \leq 2317.000 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 4608.975 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 4608.975 \text{ kN.m}$

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 3040.559 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$\begin{aligned} \text{H29 @250} - 4\text{EA} &= 2569.600 \text{ mm}^2 \\ \text{H29 @250} - 4\text{EA} &= 2569.600 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 5139.200 \text{ mm}^2$$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4608.98 \times 10^6}{3040.559^2 \times 1000} = 2.493 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량 (A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 4608.98 \times 10^6}{3040.559 \times 180} = 16842.571 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 5139.200 \text{ mm}^2$$

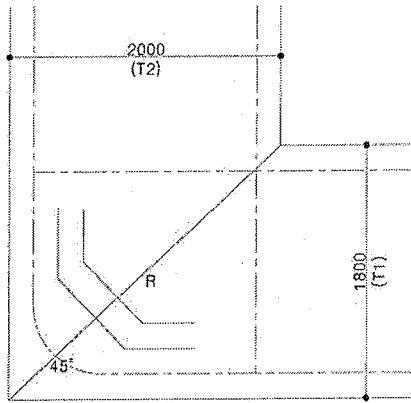
$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 16842.571 \text{ mm}^2 - 5139.200 \text{ mm}^2 \\ &= 11703.371 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = \text{H32} - 8\text{EA}, \text{ H32} - 8\text{EA}$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 12707.200 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 11703.371 \text{ mm}^2) \longrightarrow \text{O.K !!!}$$

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 4884.581 \text{ kN.m}$
- 절정부 휨모멘트 : $M_o = 4884.581 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2690.725 \text{ mm}$$

■ 절정부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$\begin{aligned} \text{H32 @250} - 4\text{EA} &= 3176.800 \text{ mm}^2 \\ \text{H32 @250} - 4\text{EA} &= 3176.800 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 6353.600 \text{ mm}^2$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절정부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4884.58 \times 10^6}{2690.725^2 \times 1000} = 3.373 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절정부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 4884.58 \times 10^6}{2690.725 \times 180} = 20170.447 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 6353.600 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 20170.447 \text{ mm}^2 - 6353.600 \text{ mm}^2 \\ &= 13816.847 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = \text{H29} - 8\text{EA} , \text{H29} - 8\text{EA} , \text{H29} - 4\text{EA} , \text{H25} - 4\text{EA}$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 14874.800 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 13816.847 \text{ mm}^2) \text{ -----} \rightarrow \text{O.K !!!}$$

② 내측인장 형모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2569.6 mm²

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

$$= -7 \times 0.0014940 + \sqrt{(2 \times 0.0105 + (0.0105)^2)} = 0.135$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.135 / 3 = 0.955$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 136580672.000 / (2569.600 \times 1720.000 \times 0.955)$$

$$= 32.354 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 Th1} = f_s \times A_s = 32.354 \times 2569.600 = 83135.766 \text{ N}$$

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm²

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

$$= -7 \times 0.0004138 + \sqrt{(2 \times 0.0029 + (0.0029)^2)} = 0.073$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.073 / 3 = 0.976$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 136580672.000 / (794.400 \times 1920.000 \times 0.976)$$

$$= 91.788 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 Th2} = f_s \times A_s = 91.788 \times 794.400 = 72916.567 \text{ N}$$

- 보강철근량 산정

$$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = f_{sa} \times A_s \quad T : \text{대각선 방향의 인장력}$$

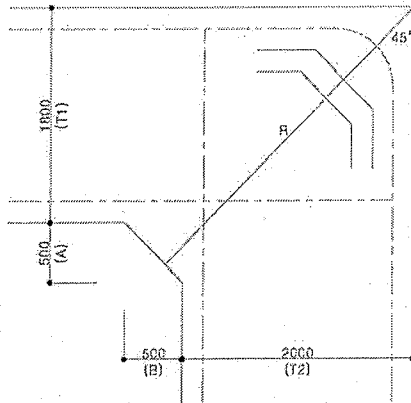
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$$A_s = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / f_{sa} = \sqrt{(83135.766^2 + 72916.567^2)} / 180.0$$

$$A_s = 614.345 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} : H22 @ 500, 2EA = 1548.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 4557.091 \text{ kN.m}$
- 절정부 휨모멘트 : $M_o = 4557.091 \text{ kN.m}$

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 3040.559 \text{ mm}$$

■ 절정부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$\begin{aligned} \text{H29 @250} - 4\text{EA} &= 2569.600 \text{ mm}^2 \\ \text{H29 @250} - 4\text{EA} &= 2569.600 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 5139.200 \text{ mm}^2$$

- 절정부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4557.09 \times 10^6}{3040.559^2 \times 1000} = 2.465 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절정부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량 (As)

$$As = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 4557.09 \times 10^6}{3040.559 \times 180} = 16652.972 \text{ mm}^2$$

$$Asb = 5139.200 \text{ mm}^2$$

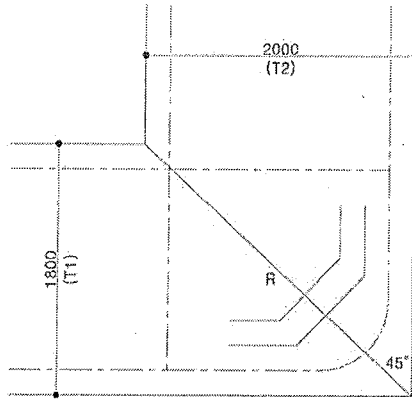
$$\begin{aligned} \text{Req'd As} &= As - Asb \\ &= 16652.972 \text{ mm}^2 - 5139.200 \text{ mm}^2 \\ &= 11513.772 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd As} = \text{H32} - 8\text{EA} , \text{H32} - 8\text{EA}$$

$$\therefore \text{Total As} = 12707.200 \text{ mm}^2 > \text{Req'd As} (= 11513.772 \text{ mm}^2) \text{ -----> O.K !!!}$$

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 4825.927 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 4825.927 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2690.725 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H32 @250 - 4EA = 3176.800 \text{ mm}^2$$

$$H32 @250 - 4EA = 3176.800 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 6353.600 \text{ mm}^2$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4825.93 \times 10^6}{2690.725^2 \times 1000} = 3.333 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 4825.93 \times 10^6}{2690.725 \times 180} = 19928.240 \text{ mm}^2$$

$$Asb = 6353.600 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Req'd As} &= As - Asb \\ &= 19928.240 \text{ mm}^2 - 6353.600 \text{ mm}^2 \\ &= 13574.640 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd As} = H29 - 8EA, H29 - 8EA, H29 - 4EA, H25 - 4EA$$

$$\therefore \text{Total As} = 14874.800 \text{ mm}^2 > \text{Req'd As} (= 13574.640 \text{ mm}^2) \longrightarrow \text{O.K !!!}$$

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2569.6 mm²

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

$$= -7 \times 0.0014940 + \sqrt{(2 \times 0.0105 + (0.0105)^2)} = 0.135$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.135 / 3 = 0.955$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 73309993.000 / (2569.600 \times 1720.000 \times 0.955)$$

$$= 17.366 \text{ MPa}$$
인장력 Th1 = $f_s \times A_s = 17.366 \times 2569.600 = 44623.316 \text{ N}$
- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm²

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

$$= -7 \times 0.0004138 + \sqrt{(2 \times 0.0029 + (0.0029)^2)} = 0.073$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.073 / 3 = 0.976$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 73309993.000 / (794.400 \times 1920.000 \times 0.976)$$

$$= 49.268 \text{ MPa}$$
인장력 Th2 = $f_s \times A_s = 49.268 \times 794.400 = 39138.137 \text{ N}$
- 보강철근량 산정
$$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = f_{sa} \times A_s \quad T : \text{대각선 방향의 인장력}$$

$$Th : \text{수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력}$$

$$A_s = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / f_{sa} = \sqrt{(44623.316^2 + 39138.137^2)} / 180.0$$

$$A_s = 329.751 \text{ mm}^2$$
- 사용철근량 : H22 @ 500, 2EA = 1548.400 mm² $\therefore O.K$

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	1 경간	좌측	1	1817	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	192.531	0.K	1.540
		중앙부	2	1675	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	212.491	0.K	1.700
		우측	3	1817	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	199.778	0.K	1.598
하부슬래브	1 경간	좌측	4	1650	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	139.651	0.K	1.117
		중앙부	5	1673	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	125	173.113	0.K	1.385
		우측	6	1650	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	144.894	0.K	1.159
좌측벽체	1 층	상부	7	2017	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	153.620	0.K	1.229
		중앙부	8	1867	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	228.200	0.K	1.826
		하부	9	1850	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	135.435	0.K	1.083
우측벽체	1 층	상부	10	2017	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	157.760	0.K	1.262
		중앙부	11	1867	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	227.295	0.K	1.818
		하부	12	1850	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	139.633	0.K	1.117

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 3324.193 \times 1000000 / [10278.400 \times (1816.667 - 444.375/3)]$$

$$= 193.831 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 10278.400/1000.0 + 7 \times 10278.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1816.7)/(7 \times 10278.400)]}$$

$$= 444.375 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 10278.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 193.83) - 2.5 \times 85.50 = 192.53 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 193.83) = 325.03 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 192.53 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 192.53 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 3710.154 \times 1000000 / [11492.800 \times (1675.283 - 444.930/3)]$$

$$= 211.414 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 11492.800/1000.0 + 7 \times 11492.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1675.3)/(7 \times 11492.800)]}$$

$$= 444.930 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 11492.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 124.7 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 32/2 = 64.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 211.41) - 2.5 \times 64.00 = 212.49 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 211.41) = 297.99 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 212.49 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 212.49 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 3265.938 \times 1000000 / [10278.400 \times (1816.667 - 444.375/3)] \\ = 190.434 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 10278.400/1000.0 + 7 \times 10278.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1816.7)/(7 \times 10278.400)]} \\ = 444.375 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 10278.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 190.43) - 2.5 \times 85.50 = 199.78 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 190.43) = 330.82 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 199.78 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 199.78 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

5) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 4283.328 \times 1000000 / [12707.200 \times (1650.000 - 460.093/3)] \\ = 225.224 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 12707.200/1000.0 + 7 \times 12707.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1650.0)/(7 \times 12707.200)]} \\ = 460.093 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 12707.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 225.22) - 2.5 \times 84.00 = 139.65 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 225.22) = 279.72 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 139.65 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 139.65 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

6) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 3118.004 \times 1000000 / [8650.000 \times (1673.138 - 393.634/3)]$$

$$= 233.774 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 8650.000/1000.0 + 7 \times 8650.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1673.1/(7 \times 8650.000))]}$$

$$= 393.634 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 8650.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 126.9 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA}, \text{H25} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 4596.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 4053.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 29/2 = 65.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 233.77) - 2.5 \times 65.50 = 173.11 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 233.77) = 269.49 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 173.11 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 173.11 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 4220.057 \times 1000000 / [12707.200 \times (1650.000 - 460.093/3)]$$

$$= 221.897 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 12707.200/1000.0 + 7 \times 12707.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1650.0/(7 \times 12707.200))]}$$

$$= 460.093 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 12707.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 221.90) - 2.5 \times 84.00 = 144.89 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 221.90) = 283.91 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 144.89 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 144.89 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 4608.975 \times 1000000 / [11492.800 \times (2016.667 - 494.835/3)]$$

$$= 216.572 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 11492.800/1000.0 + 7 \times 11492.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 2016.7)/(7 \times 11492.800)]}$$

$$= 494.835 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 11492.8 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 150.0 mm)}$$

$$1\text{단} : H29 - 4.0 \text{ EA}, H32 - 4.0 \text{ EA} (= 5746.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H32 - 4.0 \text{ EA}, H29 - 4.0 \text{ EA} (= 5746.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 216.57) - 2.5 \times 84.00 = 153.62 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 216.57) = 290.90 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 153.62 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 153.62 \text{ mm}) \quad \therefore O.K$$

10) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2947.736 \times 1000000 / [9530.400 \times (1866.667 - 436.787/3)]$$

$$= 179.713 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 9530.400/1000.0 + 7 \times 9530.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1866.7)/(7 \times 9530.400)]}$$

$$= 436.787 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 9530.4 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 133.3 mm)}$$

$$1\text{단} : H32 - 8.0 \text{ EA} (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H32 - 4.0 \text{ EA} (= 3176.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 179.71) - 2.5 \times 84.00 = 228.20 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 179.71) = 350.56 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 228.20 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 228.20 \text{ mm}) \quad \therefore O.K$$

11) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 4884.581 \times 1000000 / [12707.200 \times (1850.000 - 491.591/3)]$$

$$= 227.974 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 12707.200/1000.0 + 7 \times 12707.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1850.0)/(7 \times 12707.200)]}$$

$$= 491.591 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 12707.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심: } 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단: H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단: H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 227.97) - 2.5 \times 84.00 = 135.43 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 227.97) = 276.35 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 135.43 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 135.43 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

12) 우측벽체 상부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 4557.091 \times 1000000 / [11492.800 \times (2016.667 - 494.835/3)]$$

$$= 214.134 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 11492.800/1000.0 + 7 \times 11492.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 2016.7)/(7 \times 11492.800)]}$$

$$= 494.835 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 11492.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심: } 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단: H29} - 4.0 \text{ EA, H32} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 5746.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단: H32} - 4.0 \text{ EA, H29} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 5746.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 214.13) - 2.5 \times 84.00 = 157.76 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 214.13) = 294.21 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 157.76 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 157.76 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

13) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 2953.832 \times 1000000 / [9530.400 \times (1866.667 - 436.787/3)]$$

$$= 180.084 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 9530.400/1000.0 + 7 \times 9530.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1866.7)/(7 \times 9530.400)]}$$

$$= 436.787 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 9530.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 133.3 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 3176.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 180.08) - 2.5 \times 84.00 = 227.30 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 180.08) = 349.84 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 227.30 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 227.30 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

14) 우측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 4825.927 \times 1000000 / [12707.200 \times (1850.000 - 491.591/3)]$$

$$= 225.236 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 12707.200/1000.0 + 7 \times 12707.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1850.0)/(7 \times 12707.200)]}$$

$$= 491.591 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 12707.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 225.24) - 2.5 \times 84.00 = 139.63 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 225.24) = 279.71 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 139.63 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 139.63 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

(2) 처짐검토

■ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : $L = 11.400 \text{ m}$
- $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 부재두께(T) = 1.80 m

■ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 ($f_y = 400 \text{ MPa}$ 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	$l / 16$	$l / 18.5$	$l / 21$	$l / 8$

$$T_{\min} = L / 28$$

$$T = 11.400 / 28$$

$$T = 0.407 \text{ m} < 1.800 \text{ m} \text{ -----} \rightarrow \text{O.K}$$

19. 기초 지지력 검토

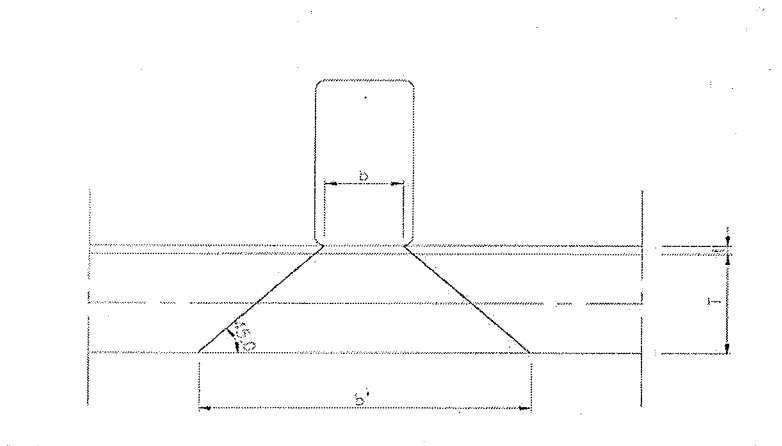
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구제자중 = $1806.250 / 13.400 = 134.795 \text{ kN/m}^2$
- 상부연직하중 = 359.504 kN/m^2 (지하수위 미 고려시)
- 양거아스콘포장 = $0.04 \times 23.00 = 0.920 \text{ kN/m}^2$

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.000 kN/m^2
- 상재활하중 = 0.000 kN/m^2
- 양거 내부 활하중

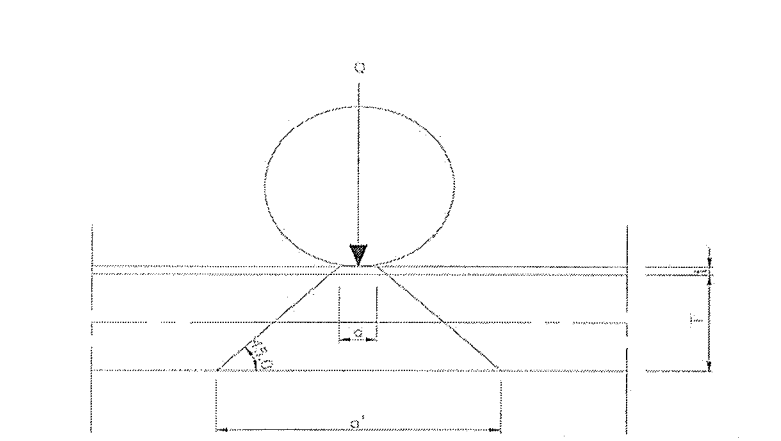


$t = 40 \text{ mm}$ (양거내부 포장두께)

$T = 1800 \text{ mm}$ (하부 슬래브 두께)

$$b' = 0.500 + 2 \times (1.800 + 0.040) \times \cot 45^\circ$$

$$= 4.180 \text{ m}$$



$$a' = 0.200 + 2 \times (1.800 + 0.040) \times \cot 45^\circ$$

$$= 3.880 \text{ m}$$

$$Q_z = 96.0 / (4.180 \times 3.880) = 5.919 \text{ kN/m}^2$$

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= 134.79 + 359.50 + 10.00 + 0.92 + 5.92 \\ &= 511.138 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2) 지반의 허용연직지지력

$$Q_a = 815.32 \text{ kN/m}^2 \geq Q_{\max} = 511.138 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단기하중

- 상부슬래브	: 13.400 × 1.800 × 25.000	= 603.000 kN/m
- 하부슬래브	: 13.400 × 1.800 × 25.000	= 603.000 kN/m
- 벽체	: 2.000 × 2.970 × 25.000 × 2	= 297.000 kN/m
	: 2.000 × 2.970 × 25.000 × 2	= 297.000 kN/m
- 헌치	: 0.125 × 2 × 25.000	= 6.250 kN/m
- 포장	: 7.800 × 0.040 × 23.000	= 7.176 kN/m
- 전단키	: 0.000 × 0.000 × 25.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 토사(수위 이상)	: 13.400 × 1.000 × 19.000	= 254.600 kN/m
- 토사(수위 이하)	: 13.400 × 18.091 × 10.000	= 2424.194 kN/m
- 수직수압	: 13.400 × 18.091 × 10.000	= 2424.194 kN/m
$\therefore \Sigma$		= 6916.414 kN/m

(2) 측면마찰력

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

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로

생각하여 $\delta = 2/3 \times \phi$ 로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 제질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다.

단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다. [공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$$\begin{aligned} F1 &= K_u \times \gamma \times t \times D1^2 \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 3.458 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F2 &= K_u \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma \times t + D2^2 \times \gamma_{\text{sub}}) \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 18.091 \times 19.000 + 18.091^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 720.716 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Sigma = 3.458 + 720.716 = 724.174 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 6916.414 + 724.174 = 7640.588 \text{ kN/m}$$

2) 부력

$$\begin{aligned} U &= B \times h_s \times \gamma_w \text{ (여기서, } h_s \text{ = 지하수위 심도)} \\ &= 13.400 \times 27.631 \times 10.000 \\ &= 3702.554 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) 안정검토

$$\begin{aligned} F_s &= R / U \\ &= 7640.588 / 3702.554 \\ &= 2.064 > 1.05 \quad \therefore \text{OK} \rightarrow \text{부력안전성 확보} \end{aligned}$$

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -15.8 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	: 13.400 × 1.800 × 25.000	= 603.000 kN/m
- 하부슬래브	: 13.400 × 1.800 × 25.000	= 603.000 kN/m
- 벽체	: 2.000 × 2.970 × 25.000 × 2	= 297.000 kN/m
	: 2.000 × 2.970 × 25.000 × 2	= 297.000 kN/m
- 현치	: 0.125 × 2 × 25.000	= 6.250 kN/m
- 포장	: 7.800 × 0.040 × 23.000	= 7.176 kN/m
- 전단키	: 0.000 × 0.000 × 25.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 토사(수위 이상)	: 13.400 × 15.800 × 19.000	= 4022.680 kN/m
- 토사(수위 이하)	: 13.400 × 3.291 × 10.000	= 440.994 kN/m
- 수직수압	: 13.400 × 3.291 × 10.000	= 440.994 kN/m
∴ ∑		= 6718.094 kN/m

(2) 측면마찰력

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

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

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

① 지하수위 이상

$$\begin{aligned} F1 &= K_u \times \gamma \times D1^2 \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times 19.000 \times 15.800^2 \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 863.185 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F2 &= K_u \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma \times t + D2^2 \times \gamma_{sub}) \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times (2 \times 15.800 \times 3.291 \times 19.000 + 3.291^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 379.298 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \sum = 863.185 + 379.298 = 1242.482 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 6718.094 + 1242.482 = 7960.576 \text{ kN/m}$$

2) 부력

$$\begin{aligned} U &= B \times h_s \times \gamma_w \text{ (여기서, } h_s = \text{지하수위 심도)} \\ &= 13.400 \times 12.831 \times 10.000 \\ &= 1719.354 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) 안정검토

$$\begin{aligned} F_s &= R / U \\ &= 7960.576 / 1719.354 \\ &= 4.630 > 1.20 \quad \therefore \text{OK} \rightarrow \text{부력안전성 확보} \end{aligned}$$

2. 시공중 부력검토

■ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

： 시공시 부력에 대한 안전율 $F_s = 1.1$ (R/B)

일반적으로 굴착지면의 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

$$H = \frac{603,000}{13,400 \times 10,000 \times 1,100} = 4.091 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.091 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{900,000}{13,400 \times 10,000 \times 1,100} = 6.106 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 6.106 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{906,250}{13,400 \times 10,000 \times 1,100} = 6.148 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 6.148 m 이하유지

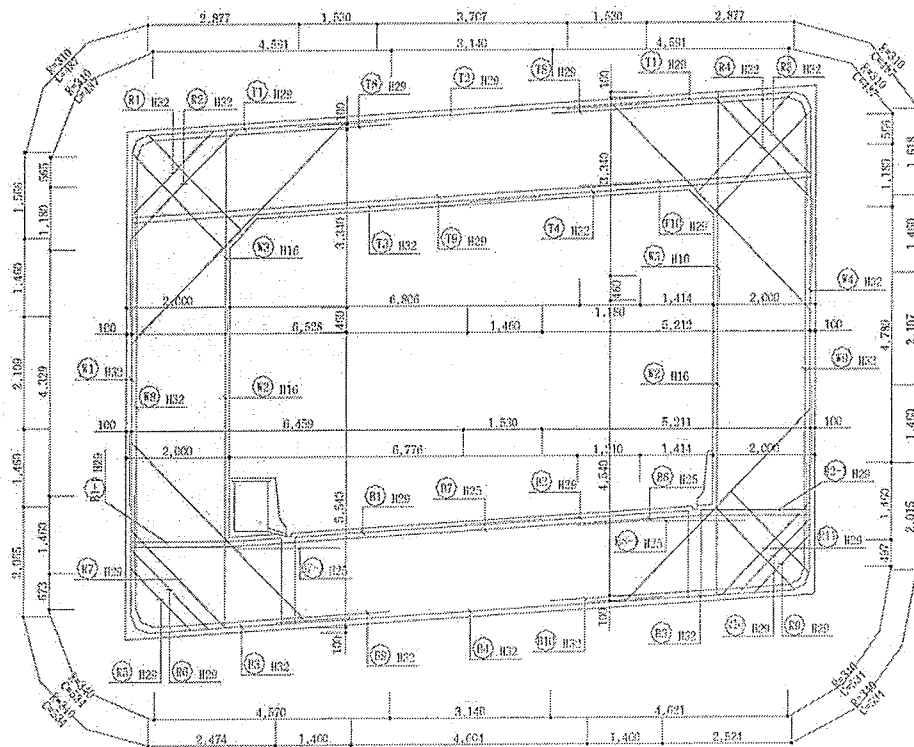
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{1806,250}{13,400 \times 10,000 \times 1,100} = 12.254 \text{ m}$$

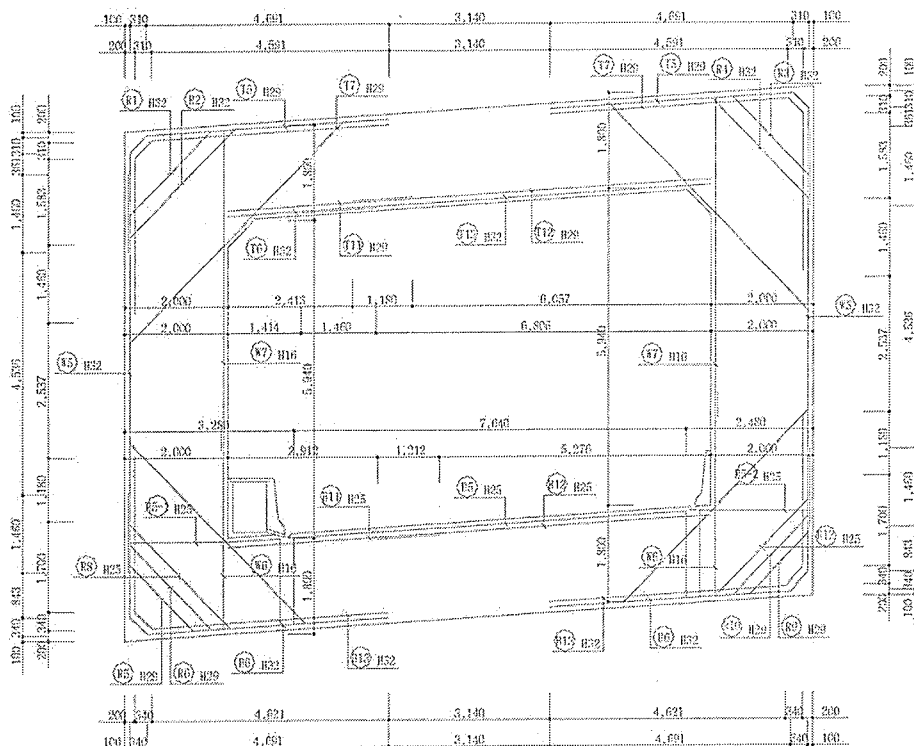
∴ 구조물 저면으로 부터 12.254 m 이하유지

20. 주철근 조립도

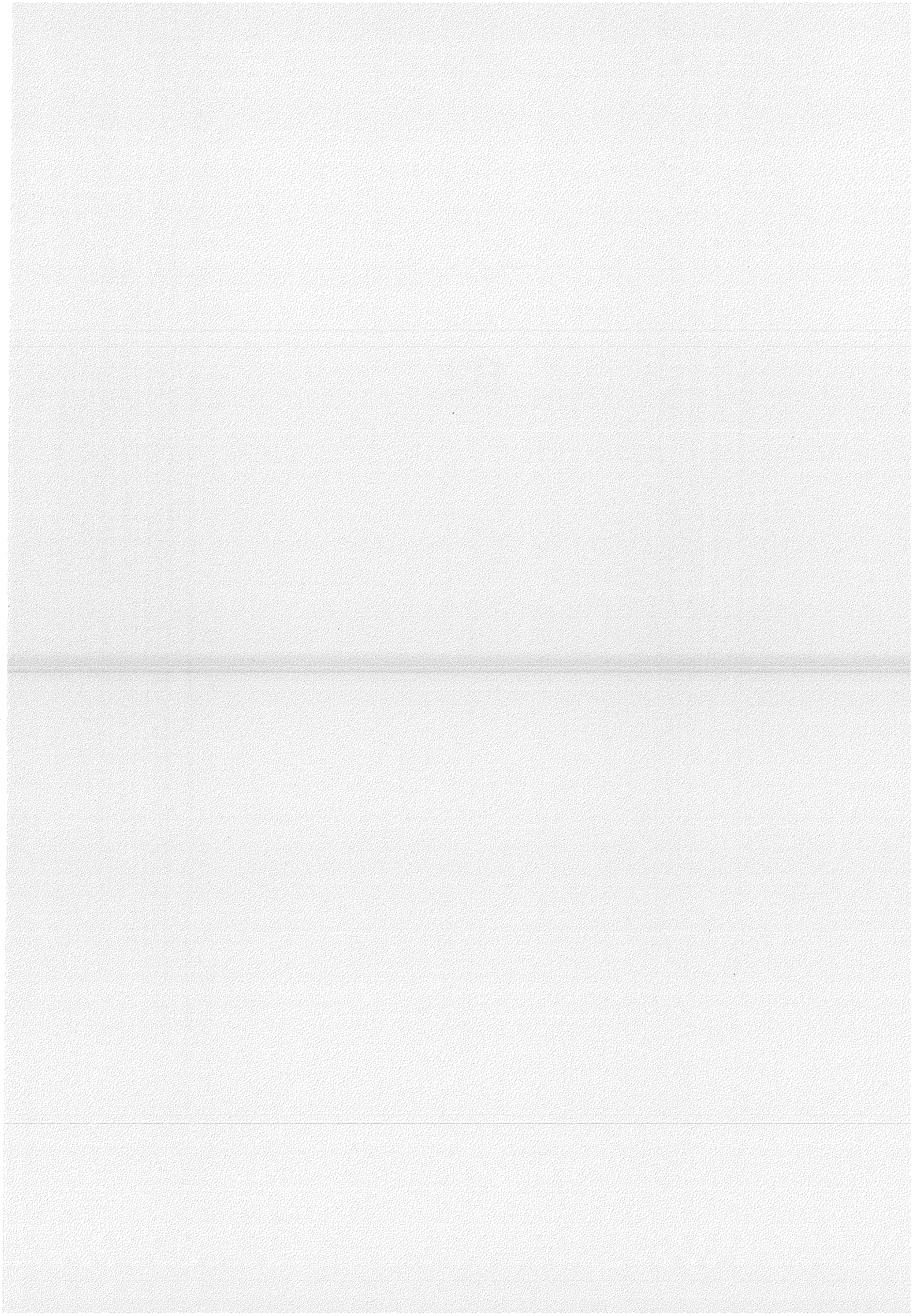
CYCLE - 1 (@250)



CYCLE - 2[@250]



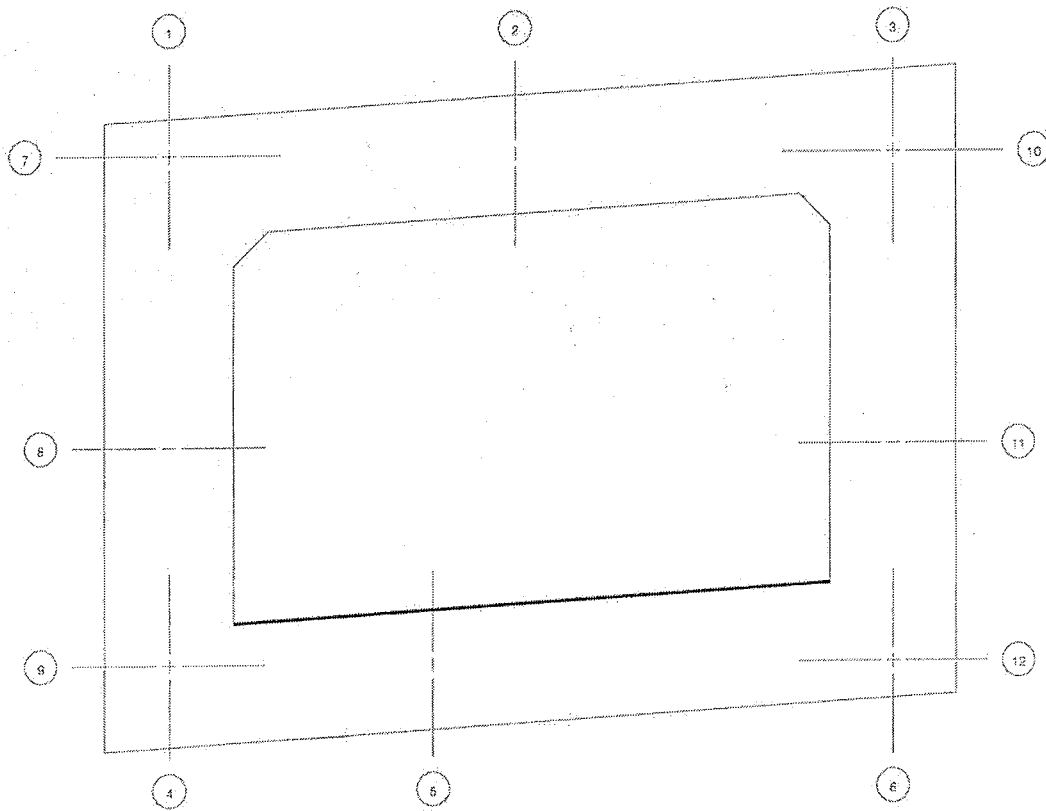
B2



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 (상면)	1	1000	1817	4650.83	6035.60	7823.28	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.30
		좌측 (하면)	1	1000	1720	2172.05	2927.15	3785.42	H29 - 8.0EA	5139.20	1.35
		중앙부	2	1000	1670	4919.28	5523.05	9095.46	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.12
		우측 (상면)	3	1000	1817	4565.42	6035.60	7673.89	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.32
		우측 (하면)	3	1000	1720	2172.05	2927.15	3785.42	H29 - 8.0EA	5139.20	1.35
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1000	1720	3480.74	3595.98	6137.09	H32 - 8.0EA	6353.60	1.03
		좌측 (하면)	4	1000	1650	5842.04	6650.30	11059.63	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.14
		중앙부 (상면)	5	1000	1691	4151.61	4895.00	7510.76	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.18
		중앙부 (하면)	5	1000	1700	754.54	1806.29	1314.28	H32 - 4.0EA	3176.80	2.39
		우측 (상면)	6	1000	1720	3480.74	3595.98	6137.09	H32 - 8.0EA	6353.60	1.03
		우측 (하면)	6	1000	1650	5749.27	6650.30	10872.61	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.16
좌측벽체	1층	상부 (외측)	7	1000	2017	6321.59	12277.87	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	12218.80	1.94
		상부 (내측)	7	1000	1920	2315.39	10697.46	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	12218.80	4.62
		중앙부 (외측)	8	1000	1867	3826.67	11259.41	-	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	9649.20	2.94
		중앙부 (내측)	8	1000	1920	319.42	2689.24	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	9649.20	8.42
		하부 (외측)	9	1000	1850	6549.88	12764.76	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	14647.60	1.95
		하부 (내측)	9	1000	1920	3359.20	9084.14	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	14647.60	2.70
우측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	2017	6245.52	12359.59	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	12218.80	1.98
		상부 (내측)	10	1000	1920	2315.39	10697.46	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	12218.80	4.62
		중앙부 (외측)	11	1000	1867	3835.61	11246.66	-	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	9649.20	2.93
		중앙부 (내측)	11	1000	1920	319.42	2689.24	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	9649.20	8.42
		하부 (외측)	12	1000	1850	6463.89	12834.25	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	14647.60	1.99
		하부 (내측)	12	1000	1920	3359.20	9084.14	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	14647.60	2.70

■ 수평철근 검토

구분		부재 위치		단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1800.0	2648.0	0.K	-	-	-
		좌측 (하면)	1	1800.0	2648.0	0.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	2317.0	0.K	-	-	-
		우측 (상면)	3	1800.0	2648.0	0.K	-	-	-
		우측 (하면)	3	1800.0	2648.0	0.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	1800.0	2648.0	0.K	1800.0	2648.0	0.K
		좌측 (하면)	4	1800.0	2648.0	0.K	1800.0	2648.0	0.K
		중앙부 (상면)	5	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		중앙부 (하면)	5	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		우측 (상면)	6	1800.0	2648.0	0.K	1800.0	2648.0	0.K
		우측 (하면)	6	1800.0	2648.0	0.K	1800.0	2648.0	0.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		상부	7	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		중앙부	8	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		중앙부	8	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		하부	9	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		하부	9	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
우측 벽체	1 층	상부	10	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		상부	10	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		중앙부	11	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		중앙부	11	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		하부	12	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		하부	12	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦV_c	V_u	ΦV_n	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm ²		mm	mm ²	
상부슬래브	1 경간	좌측	1	1071.7	2016.4	2382.47	2.00	286.26	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	2	1084.7	1018.8	1748.02	2.00	-	H16	300	397.20	0.K
		우측	3	1071.7	2016.4	2382.47	2.00	286.26	H16	150	397.20	0.K
하부슬래브	1 경간	좌측	4	1098.5	1971.3	2441.96	2.00	258.06	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	5	1098.5	1593.2	1770.21	2.00	292.53	H16	300	397.20	0.K
		우측	6	1098.5	1965.6	2441.96	2.00	256.37	H16	150	397.20	0.K
좌측벽체	1 층	상부	7	1349.5	1494.7	2287.07	2.00	39.23	H13	150	253.40	0.K
		중앙부	8	1372.1	1760.7	2318.13	2.00	104.09	H13	150	253.40	0.K
		하부	9	1367.4	1836.6	2304.94	2.00	126.82	H13	150	253.40	0.K
우측벽체	1 층	상부	10	1349.5	1494.7	2287.07	2.00	39.23	H13	150	253.40	0.K
		중앙부	11	1372.1	1760.7	2318.13	2.00	104.09	H13	150	253.40	0.K
		하부	12	1367.4	1836.6	2304.94	2.00	126.82	H13	150	253.40	0.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	1 경간	좌측 (상면)	1	1817	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	212.299	0.K	1.698
		좌측 (하면)	1	1670	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	1670	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	173.662	0.K	1.389
		우측 (상면)	3	1817	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	219.597	0.K	1.757
		우측 (하면)	3	1670	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	1691	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	14939.747	0.K	119.518
		좌측 (하면)	4	1650	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	162.201	0.K	1.298
		중앙부 (상면)	5	1691	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	209.131	0.K	1.673
		중앙부 (하면)	5	1700	H32 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측 (상면)	6	1691	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	1400111.862	0.K	11200.895
		우측 (하면)	6	1650	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	167.642	0.K	1.341
좌측벽체	1 층	상부	7	2017	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	128.574	0.K	1.029
		상부	7	1920	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	8	1867	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	155.016	0.K	1.240
		중앙부	8	1920	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	9	1850	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	155.163	0.K	1.241
		하부	9	1920	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1 층	상부	10	2017	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	132.316	0.K	1.059
		상부	10	1920	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	11	1867	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	154.296	0.K	1.234
		중앙부	11	1920	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	12	1850	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	159.460	0.K	1.276
		하부	12	1920	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 연 Ramp B BOX (내공 : 9.4M × 5.94M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 종량

- 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 (f_{ck}) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (E_c) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (f_y) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (E_s) = 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) = 10.000 kN/m² (∵ 토피 : 16.834 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 (K_0) = $1 - \sin \phi = 0.500$

9) 설계방법

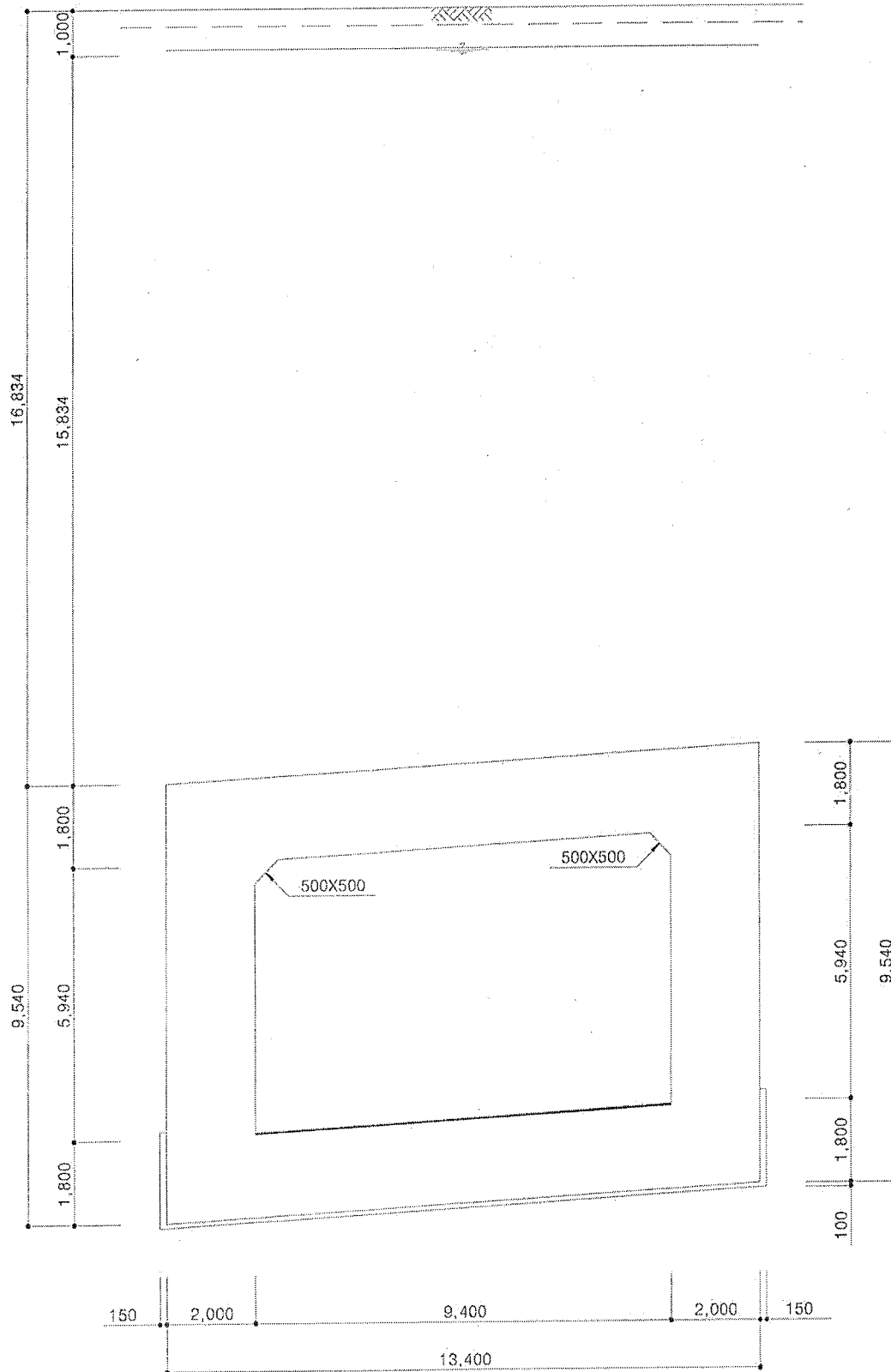
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

- 10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단 면 가 정

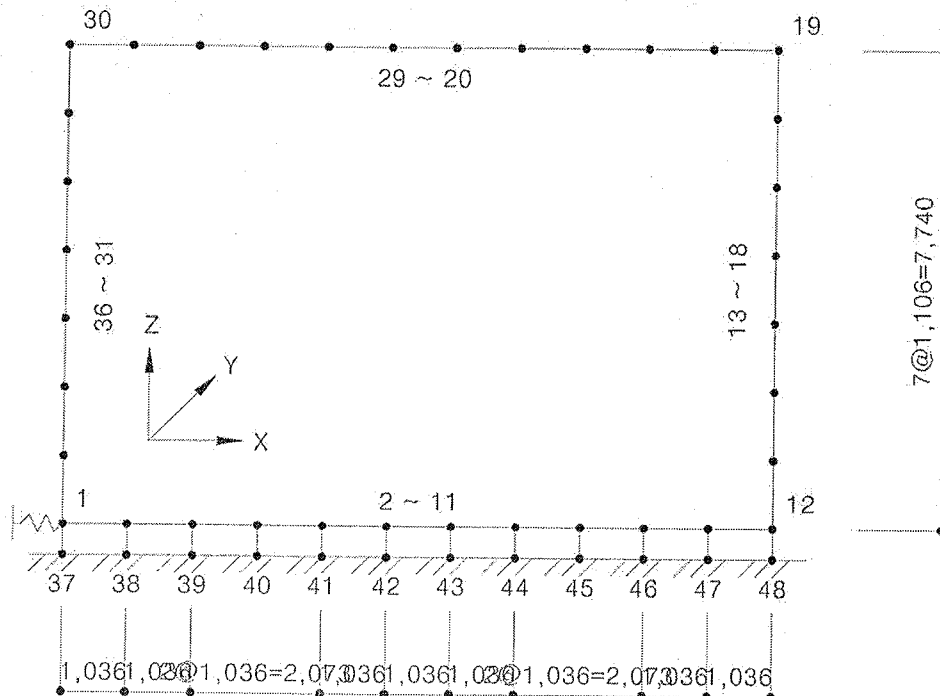


4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

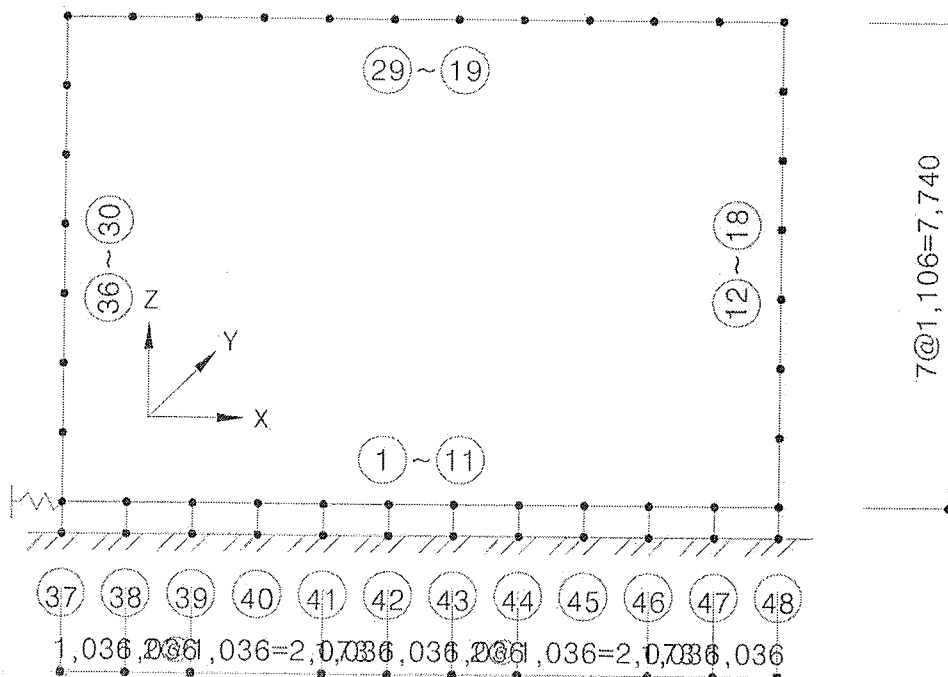
1) Modeling

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

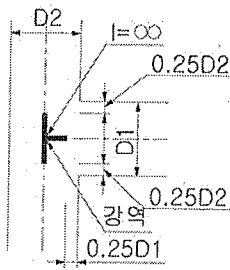
NO	A (m ²)	I (m ⁴)	부 재
1	1.800 × 1.000 = 1.800	0.48600	1~11, 19~29
2	2.000 × 1.000 = 2.000	0.66667	12~18, 30~36

3) 단면좌표

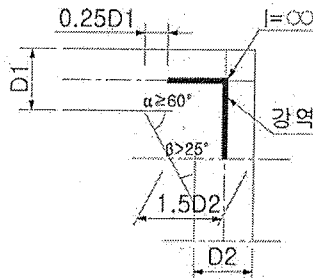
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	25	5.182	8.240
2	1.036	0.500	26	4.145	8.240
3	2.073	0.500	27	3.109	8.240
4	3.109	0.500	28	2.073	8.240
5	4.145	0.500	29	1.036	8.240
6	5.182	0.500	30	0.000	8.240
7	6.218	0.500	31	0.000	7.134
8	7.255	0.500	32	0.000	6.029
9	8.291	0.500	33	0.000	4.923
10	9.327	0.500	34	0.000	3.817
11	10.364	0.500	35	0.000	2.711
12	11.400	0.500	36	0.000	1.606
13	11.400	1.606	37	0.000	0.000
14	11.400	2.711	38	1.036	0.000
15	11.400	3.817	39	2.073	0.000
16	11.400	4.923	40	3.109	0.000
17	11.400	6.029	41	4.145	0.000
18	11.400	7.134	42	5.182	0.000
19	11.400	8.240	43	6.218	0.000
20	10.364	8.240	44	7.255	0.000
21	9.327	8.240	45	8.291	0.000
22	8.291	8.240	46	9.327	0.000
23	7.255	8.240	47	10.364	0.000
24	6.218	8.240	48	11.400	0.000

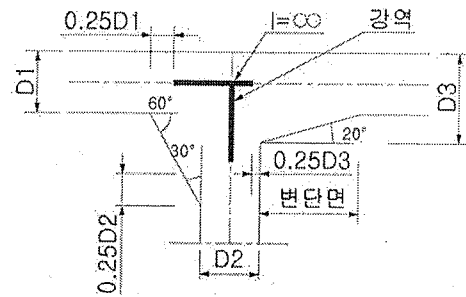
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 30 지점 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 2000 / 2 + 500 - (1800 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(2) 30 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1800 / 2 + 500 - (2000 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(3) 19 지점 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 2000 / 2 + 500 - (1800 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(4) 19 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1800 / 2 + 500 - (2000 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 2000 / 2 - 0.25 \times 1800 = 550 \text{ mm}$$

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1800 / 2 - 0.25 \times 2000 = 400 \text{ mm}$$

(7) 12 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 2000 / 2 - 0.25 \times 1800 = 550 \text{ mm}$$

(8) 12 지점 - 슬래브 벽체 연결부

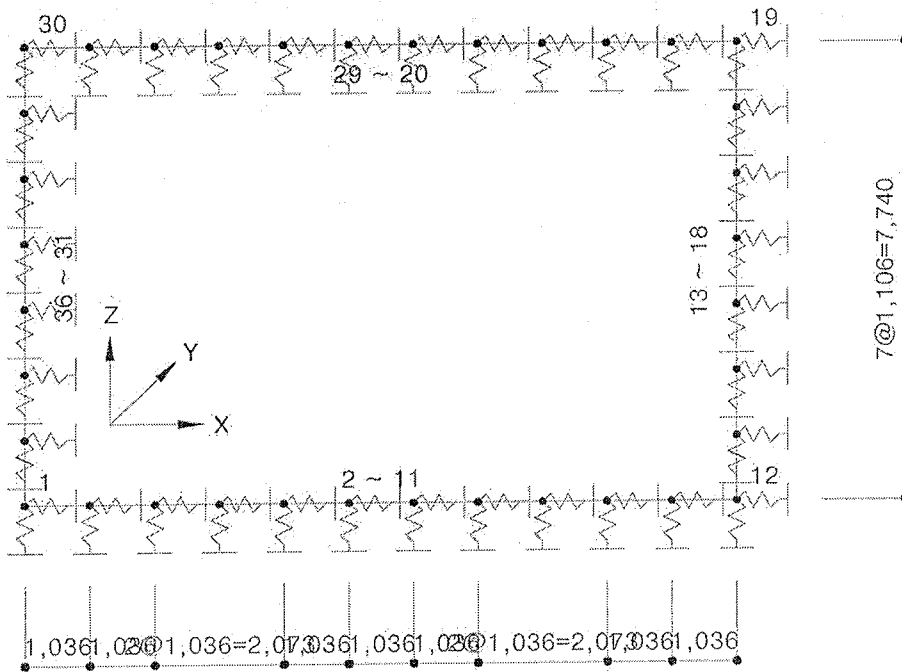
$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1800 / 2 - 0.25 \times 2000 = 400 \text{ mm}$$

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

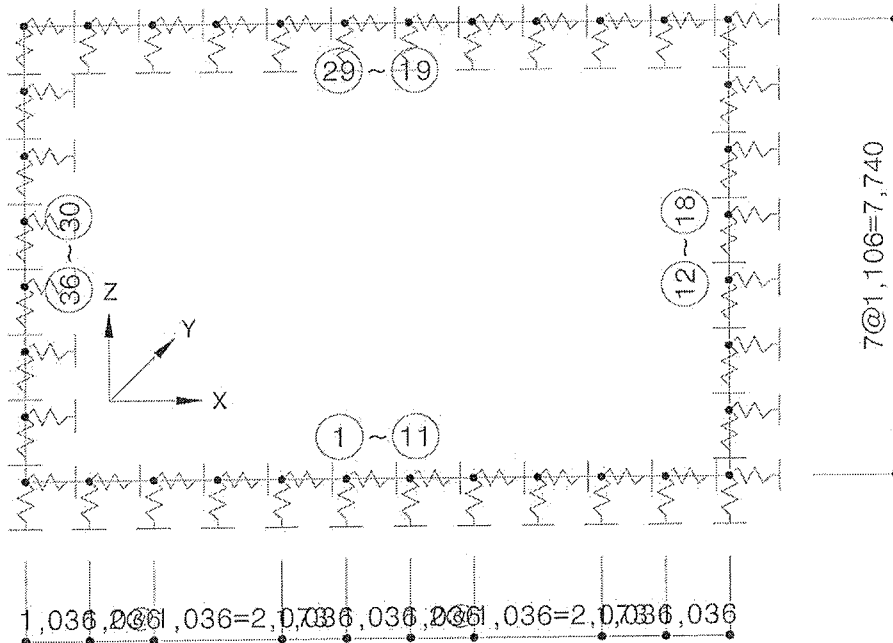
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도 이고 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

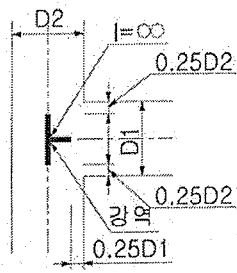
NO	A (m ²)	I (m ⁴)	부 재
1	1.800 × 1.000 = 1.800	0.48600	1~11, 19~29
2	2.000 × 1.000 = 2.000	0.66667	12~18, 30~36

3) 단면좌표

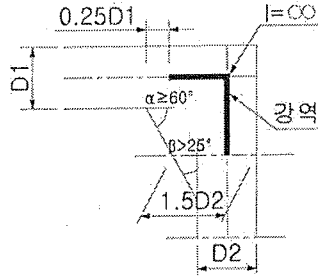
(단위 : m)

점번호	X	Z	점번호	X	Z
1	0.000	0.000	19	11.400	7.740
2	1.036	0.000	20	10.364	7.740
3	2.073	0.000	21	9.327	7.740
4	3.109	0.000	22	8.291	7.740
5	4.145	0.000	23	7.255	7.740
6	5.182	0.000	24	6.218	7.740
7	6.218	0.000	25	5.182	7.740
8	7.255	0.000	26	4.145	7.740
9	8.291	0.000	27	3.109	7.740
10	9.327	0.000	28	2.073	7.740
11	10.364	0.000	29	1.036	7.740
12	11.400	0.000	30	0.000	7.740
13	11.400	1.106	31	0.000	6.634
14	11.400	2.211	32	0.000	5.529
15	11.400	3.317	33	0.000	4.423
16	11.400	4.423	34	0.000	3.317
17	11.400	5.529	35	0.000	2.211
18	11.400	6.634	36	0.000	1.106

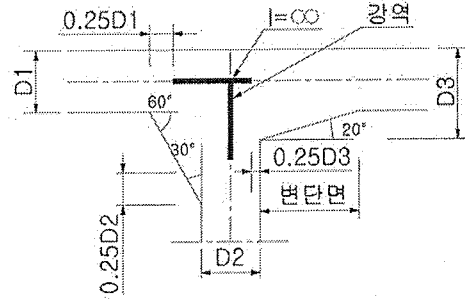
8) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 30 지점 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 2000 / 2 + 500 - (1800 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(2) 30 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1800 / 2 + 500 - (2000 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(3) 19 지점 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 2000 / 2 + 500 - (1800 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(4) 19 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1800 / 2 + 500 - (2000 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 2000 / 2 - 0.25 \times 1800 = 550 \text{ mm}$$

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1800 / 2 - 0.25 \times 2000 = 400 \text{ mm}$$

(7) 12 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 2000 / 2 - 0.25 \times 1800 = 550 \text{ mm}$$

(8) 12 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1800 / 2 - 0.25 \times 2000 = 400 \text{ mm}$$

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 = E_0 의 산정방법에 대한 보정계수

E_0 = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (K_v)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

E_0 : 지반탄성계수 (kN/m^2)

$\alpha = 1$

$E_0 = 300000.00 \text{ kN/m}^2$ (지반보고서 참조)

$B_v = \sqrt{B \times B} = \sqrt{13.400 \times 13.400} = 13.40 \text{ m (L > B)}$

$K_{v0} = 1 / 0.3 \times 1 \times 300000 = 1000000.00 \text{ kN/m}^3$

$K_v = 1000000.000 \times (13.400 / 0.3)^{-3/4} = 57877.84 \text{ kN/m}^3$

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (2.000/2 + 1.036/2) = 87869 \text{ kN/m}$	1, 12
Kv2	$K_v \times (1.036/2 + 1.036/2) = 59982 \text{ kN/m}$	2~11
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	7

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 퇴적토 (EL. : 16.533 ~ -6.090, N=31)

① 기능수행 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 31^{1/3} = 251.3 \text{ m/sec}$
- V_s (기능수행수준의 전단파 속도) = $1.0 \times V_0 = 1.0 \times 251.3 = 251.3 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
 $= 20 / 9.810 \times 251.3^2 = 128750.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
 $= 2 \times (1 + 0.32) \times 128750.0 = 339900.0 \text{ kN/m}^2$

② 붕괴방지 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 31^{1/3} = 251.3 \text{ m/sec}$
- V_s (붕괴방지수준의 전단파 속도) = $0.8 \times V_0 = 0.8 \times 251.3 = 201.0 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
 $= 20.0 / 9.810 \times 201.0^2 = 82367.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
 $= 2 \times (1 + 0.32) \times 82367.0 = 217448.9 \text{ kN/m}^2$

(2) 풍화토 (EL. : -6.090 ~ -7.790, N=50)

① 기능수행 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 50^{1/3} = 294.7 \text{ m/sec}$
- V_s (기능수행수준의 전단파 속도) = $1.0 \times V_0 = 1.0 \times 294.7 = 294.7 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
 $= 20 / 9.810 \times 294.7^2 = 177060.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
 $= 2 \times (1 + 0.32) \times 177060.0 = 467438.4 \text{ kN/m}^2$

② 붕괴방지 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 50^{1/3} = 294.7 \text{ m/sec}$
- V_s (붕괴방지수준의 전단파 속도) = $0.8 \times V_0 = 0.8 \times 294.7 = 235.8 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
 $= 20.0 / 9.810 \times 235.8^2 = 113357.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
 $= 2 \times (1 + 0.32) \times 113357.0 = 299262.5 \text{ kN/m}^2$

(3) 풍화암 (EL. : -7.790 ~ -10.790, N=50)

① 기능수행 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 50^{1/3} = 294.7 \text{ m/sec}$
- V_s (기능수행수준의 전단파 속도) = $1.0 \times V_0 = 1.0 \times 294.7 = 294.7 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
 $= 20 / 9.810 \times 294.7^2 = 177060.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
 $= 2 \times (1 + 0.3) \times 177060.0 = 460356.0 \text{ kN/m}^2$

② 붕괴방지 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 50^{1/3} = 294.7 \text{ m/sec}$
- V_s (붕괴방지수준의 전단파 속도) = $0.8 \times V_0 = 0.8 \times 294.7 = 235.8 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
 $= 20.0 / 9.810 \times 235.8^2 = 113357.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
 $= 2 \times (1 + 0.3) \times 113357.0 = 294728.2 \text{ kN/m}^2$

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층, 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(13.400 \times 13.400)} = 13.400 \text{ m} \\ K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 339900.0 = 2266000.00 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 2266000.000 \times (13.400 / 0.3)^{-3/4} = 131151.19 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 131151.190 = 43717.06 \text{ kN/m}^3$$

(2) 하부슬래브 : 제4토층, 풍화암

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(13.400 \times 13.400)} = 13.400 \text{ m} \\ K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 460356.0 = 3069040.00 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 3069040.000 \times (13.400 / 0.3)^{-3/4} = 177629.42 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 177629.420 = 59209.81 \text{ kN/m}^3$$

(3) 측벽 : 제2토층, 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(9.540 \times 9.540)} = 9.540 \text{ m} \\ K_{ho} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 339900.0 = 2266000.00 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 2266000.000 \times (9.540 / 0.3)^{-3/4} = 169215.28 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 169215.280 = 56405.09 \text{ kN/m}^3$$

(4) 측벽 : 제3토층, 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(9.540 \times 9.540)} = 9.540 \text{ m} \\ K_{ho} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 467438.4 = 3116256.00 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 3116256.000 \times (9.540 / 0.3)^{-3/4} = 232708.79 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 232708.790 = 77569.60 \text{ kN/m}^3$$

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.036/2 + 1.036/2) = 135920 \text{ kN/m}$	20~29
Ksb1	$K_{sb} \times (1.036/2 + 1.036/2) = 45307 \text{ kN/m}$	

- 축벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	$K_h \times (1.106/2 + 1.106/2) = 253410 \text{ kN/m}$	13,36
Kss1	$K_{ss} \times (1.106/2 + 1.106/2) = 84470 \text{ kN/m}$	
Kh2	$K_h \times (1.106/2 + 1.106/2) = 257308 \text{ kN/m}$	14,35
Kss2	$K_{ss} \times (1.106/2 + 1.106/2) = 85769 \text{ kN/m}$	
Kh3	$K_h \times (1.106/2 + 1.106/2) = 187103 \text{ kN/m}$	15~18,31~34
Kss3	$K_{ss} \times (1.106/2 + 1.106/2) = 62368 \text{ kN/m}$	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.036/2 + 1.036/2) = 184088 \text{ kN/m}$	2~11
Ksb1	$K_{sb} \times (1.036/2 + 1.036/2) = 61363 \text{ kN/m}$	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (2.000/2 + 1.036/2) = 269673 \text{ kN/m}$	1,12
Ksb1	$K_h \times (1.106/2 + 1.800/2) = 332970 \text{ kN/m}$	
Kv2	$K_v \times (1.036/2 + 2.000/2) = 199111 \text{ kN/m}$	19,30
Ksb2	$K_h \times (1.106/2 + 1.800/2) = 245845 \text{ kN/m}$	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(13.400 \times 13.400)} = 13.400 \text{ m} \\ K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 217448.9 = 1449659.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 1449659.330 \times (13.400 / 0.3)^{-3/4} = 83903.16 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 83903.160 = 27967.72 \text{ kN/m}^3$$

(2) 하부슬래브 : 제4토층 , 풍화암

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(13.400 \times 13.400)} = 13.400 \text{ m} \\ K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 294728.2 = 1964854.67 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 1964854.670 \times (13.400 / 0.3)^{-3/4} = 113721.55 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 113721.550 = 37907.18 \text{ kN/m}^3$$

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(9.540 \times 9.540)} = 9.540 \text{ m} \\ K_{ho} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 217448.9 = 1449659.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 1449659.330 \times (9.540 / 0.3)^{-3/4} = 108254.41 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 108254.410 = 36084.80 \text{ kN/m}^3$$

(4) 측벽 : 제3토층 , 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(9.540 \times 9.540)} = 9.540 \text{ m} \\ K_{ho} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 299262.5 = 1995083.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 1995083.330 \times (9.540 / 0.3)^{-3/4} = 148984.37 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 148984.370 = 49661.46 \text{ kN/m}^3$$

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$Kv \times (1.036/2 + 1.036/2) = 86954 \text{ kN/m}$	20~29
Ksb1	$Ksb \times (1.036/2 + 1.036/2) = 28985 \text{ kN/m}$	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	$Kh \times (1.106/2 + 1.106/2) = 162238 \text{ kN/m}$	13,36
Kss1	$Kss \times (1.106/2 + 1.106/2) = 54079 \text{ kN/m}$	
Kh2	$Kh \times (1.106/2 + 1.106/2) = 164734 \text{ kN/m}$	14,35
Kss2	$Kss \times (1.106/2 + 1.106/2) = 54911 \text{ kN/m}$	
Kh3	$Kh \times (1.106/2 + 1.106/2) = 119698 \text{ kN/m}$	15~18,31~34
Kss3	$Kss \times (1.106/2 + 1.106/2) = 39899 \text{ kN/m}$	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$Kv \times (1.036/2 + 1.036/2) = 117856 \text{ kN/m}$	2~11
Ksb1	$Ksb \times (1.036/2 + 1.036/2) = 39285 \text{ kN/m}$	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$Kv \times (2.000/2 + 1.036/2) = 172650 \text{ kN/m}$	1,12
Ksb1	$Kh \times (1.106/2 + 1.800/2) = 213173 \text{ kN/m}$	
Kv2	$Kv \times (1.036/2 + 2.000/2) = 127380 \text{ kN/m}$	19,30
Ksb2	$Kh \times (1.106/2 + 1.800/2) = 157278 \text{ kN/m}$	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	준재현주기	성능기	기 능 수 행	봉 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

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 C_a , C_v

지역계수	지반종류	지진계수	
		C_a	C_v
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) : $KH = I \times C_a = 0.57 \times 0.13 = 0.074$
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : $KH = I \times C_a = 1.40 \times 0.13 = 0.182$

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

$$\begin{aligned}
 - \text{ ASPHALT 포장하중} & : 0.500 \times 23.00 & = 11.500 \text{ kN/m}^2 \\
 - \text{ 토 사} & : 16.334 \times 19.00 & = 310.346 \text{ kN/m}^2 \\
 \hline
 \therefore \text{ Total Wd1} & & = 321.846 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

$$\begin{aligned}
 - \text{ ASPHALT 포장하중} & : 0.500 \times 23.00 & = 11.500 \text{ kN/m}^2 \\
 - \text{ 흙(지하수위 이상)} & : 0.500 \times 19.00 & = 9.500 \text{ kN/m}^2 \\
 - \text{ 흙(지하수위 이하)} & : 15.834 \times 10.00 & = 158.340 \text{ kN/m}^2 \\
 \hline
 \therefore \text{ Total Wd2} & & = 179.340 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m ²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m ²)
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 16.834m

$$- Wl1 = 10.000 \text{ kN/m}^2$$

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

$$- Wl2 = 10.000 \times 0.500 = 5.000 \text{ kN/m}^2$$

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

$$\begin{aligned}
 Wh1 & = (0.500 \times 23.000 + 17.234 \times 19.000) \times 0.500 & = 169.473 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh2 & = 169.473 + 1.106 \times 19.000 \times 0.500 & = 179.977 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh3 & = 179.977 + 1.106 \times 19.000 \times 0.500 & = 190.481 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh4 & = 190.481 + 1.106 \times 19.000 \times 0.500 & = 200.985 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh5 & = 200.985 + 1.106 \times 19.000 \times 0.500 & = 211.491 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh6 & = 211.491 + 1.106 \times 19.000 \times 0.500 & = 221.995 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh7 & = 221.995 + 1.106 \times 19.000 \times 0.500 & = 232.499 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh8 & = 232.499 + 1.106 \times 19.000 \times 0.500 & = 243.003 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

$$\begin{aligned}
 Wh1 &= (0.500 \times 23.000 + 0.500 \times 19.000 + 16.734 \times 10.00 = 94.170 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh2 &= 94.170 + 1.106 \times 10.000 \times 0.500 = 99.699 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh3 &= 99.699 + 1.106 \times 10.000 \times 0.500 = 105.227 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh4 &= 105.227 + 1.106 \times 10.000 \times 0.500 = 110.756 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh5 &= 110.756 + 1.106 \times 10.000 \times 0.500 = 116.284 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh6 &= 116.284 + 1.106 \times 10.000 \times 0.500 = 121.813 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh7 &= 121.813 + 1.106 \times 10.000 \times 0.500 = 127.341 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh8 &= 127.341 + 1.106 \times 10.000 \times 0.500 = 132.870 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

$$- Ww1 = 15.834 \times 10.000 = 158.340 \text{ kN/m}^2$$

② 측벽에 작용하는 하중

$$\begin{aligned}
 - Ww2 &= 16.734 \times 10.000 = 167.340 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww3 &= 167.340 + 1.106 \times 10.000 = 178.397 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww4 &= 178.397 + 1.106 \times 10.000 = 189.454 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww5 &= 189.454 + 1.106 \times 10.000 = 200.511 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww6 &= 200.511 + 1.106 \times 10.000 = 211.569 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww7 &= 211.569 + 1.106 \times 10.000 = 222.626 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww8 &= 222.626 + 1.106 \times 10.000 = 233.683 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww9 &= 233.683 + 1.106 \times 10.000 = 244.740 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

$$- Ww10 = (16.834 + 9.540 - 1.000) \times 10.000 = 253.740 \text{ kN/m}^2$$

7) 온도하중

- 온도의 승강은 $\pm 10^\circ \text{C}$ 로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 $\alpha = 0.00001$ 으로 한다.

8) 건조수축

- 15°C 의 온도하중으로 변환 설계.

$$\begin{aligned}
 - \text{건조수축계수} & \quad \varepsilon = 15 \times 10^{-5} \\
 - \text{온도선팽창 계수} & \quad \alpha = 1.0 \times 10^{-5}
 \end{aligned}$$

$$- \Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15^\circ \text{C}$$

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_g = \sum_{i=1}^N \frac{4H_i}{V_{si}}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ (kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	0.323	248.600	198.900	19.000	0.005	0.006
매립토	4.200	145.400	116.300	19.000	0.116	0.144
퇴적토	18.100	251.300	201.000	20.000	0.288	0.360
풍화토	1.700	294.700	235.800	20.000	0.023	0.029
풍화암	3.000	294.700	235.800	20.000	0.041	0.051
연암	2.677	248.600	198.900	20.000	0.043	0.054
계					0.516	0.644

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.516 = 0.645	1.25 Tg' = 1.25 × 0.644 = 0.805

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)

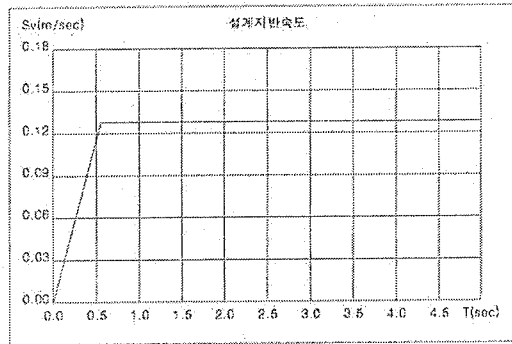
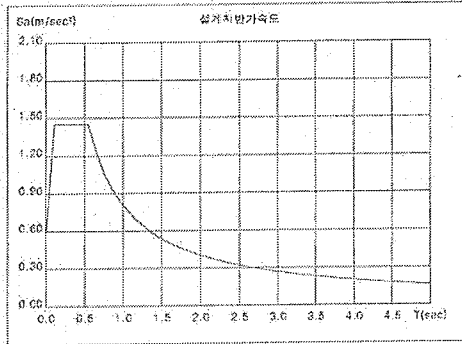
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca + (2.5 × Ca - Ca) / To × Tg] × g × I × Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5 × Ca × g × I × Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv × g × I × Cd / Tg = 1.248 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca + (2.5 × Ca - Ca) / To × Tg] × g × I × Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5 × Ca × g × I × Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv × g × I × Cd / Tg = 2.048 m/s²

5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

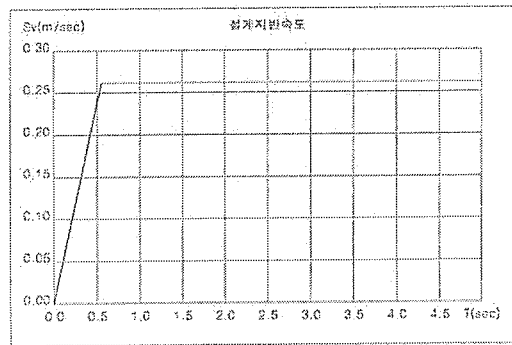
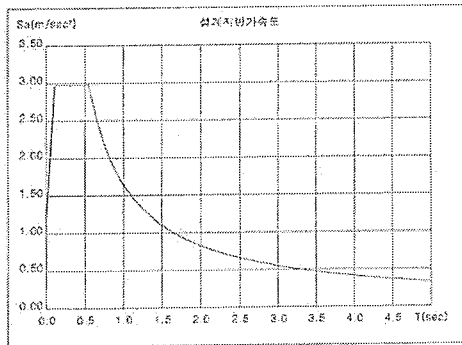
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
$Sv = Tg/2\pi \times Sa = 0.645 / 2\pi \times 1.248$ $= 0.128 \text{ m/s}$	$Sv = Tg/2\pi \times Sa = 0.805 / 2\pi \times 2.048$ $= 0.262 \text{ m/s}$

6) 설계응답 응답스펙트럼

(1) 기능수행수준



(2) 붕괴방지수준



7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 17.734 m
- 하부슬래브 EL. = 25.474 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$$

$$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.645 \times \cos(\pi \times 17.734 / (2 \times 30.000)) = 0.010021$$

$$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.645 \times \cos(\pi \times 25.474 / (2 \times 30.000)) = 0.003928$$

(2) 붕괴방지 수준

$$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.805 \times \cos(\pi \times 17.734 / (2 \times 30.000)) = 0.025601$$

$$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.805 \times \cos(\pi \times 25.474 / (2 \times 30.000)) = 0.010034$$

$$Po = Ksb.top \times (U(Zu) - U(Zb))$$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 43717.060 \times (0.010021 - 0.003928)$ $= 266.368 \text{ kN/m}^2$	$Po = 27967.720 \times (0.025601 - 0.010034)$ $= 435.373 \text{ kN/m}^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$$P(z) = K_h \times (U_h(z) - U_h(b))$$

(1) 기능수행수준

z(m)	K_h (kN/m ³)	$U(z_h)$ (m)	$U(z_h) - U(z_b)$ (m)	$P(z)$ (kN/m ²)
17.734	169215.280	0.010021	0.006093	1031.029
18.840	169215.280	0.009229	0.005301	897.010
19.945	169215.280	0.008407	0.004479	757.915
21.051	169215.280	0.007555	0.003627	613.744
22.157	169215.280	0.006679	0.002751	465.511
23.263	232708.790	0.005780	0.001852	430.977
24.368	229182.900	0.004862	0.000934	214.057
25.474	229182.900	0.003928	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	K_h (kN/m ³)	$U(z_h)$ (m)	$U(z_h) - U(z_b)$ (m)	$P(z)$ (kN/m ²)
17.734	108254.410	0.025601	0.015567	1685.196
18.840	108254.410	0.023577	0.013543	1466.089
19.945	108254.410	0.021476	0.011442	1238.647
21.051	108254.410	0.019301	0.009267	1003.194
22.157	108254.410	0.017062	0.007028	760.812
23.263	148984.370	0.014766	0.004732	704.994
24.368	146727.020	0.012422	0.002388	350.384
25.474	146727.020	0.010034	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

$$V_u = G_d \times U_{h1}, V_b = G_d \times U_{h2}, V_s = (V_u + V_b) / 2$$

$$U_{h1} = 1 / (\pi \times H) \times S_v \times T_g \times \sin(\pi \times Z_u / (2 \times H))$$

$$U_{h2} = 1 / (\pi \times H) \times S_v \times T_g \times \sin(\pi \times Z_b / (2 \times H))$$

구분	기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
V_u	$128750.000 \times 0.000676 = 87.040$	$82367.000 \times 0.001727 = 142.250$
V_b	$177060.000 \times 0.000841 = 148.910$	$113357.000 \times 0.002148 = 243.490$
V_s	$(87.040 + 148.910) / 2 = 117.980$	$(142.250 + 243.490) / 2 = 192.870$

10) 구체 관성력

$$f_i = A_i \times r_{con} \times c \times K_H \times (1 - 0.015 \times Z_i)$$

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f_u = 1.800 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 16.834)$ = 2.489	$f_u = 1.800 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 16.834)$ = 6.122

② 하부슬래브

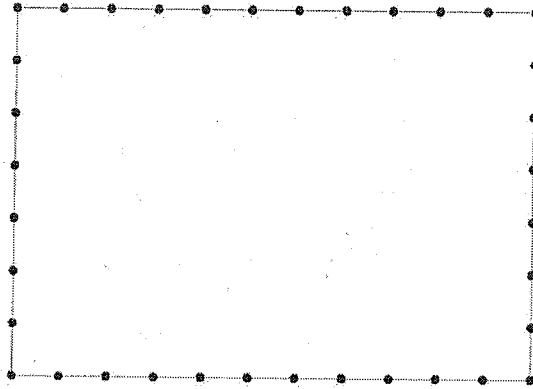
기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f_b = 1.800 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 24.574)$ = 2.103	$f_b = 1.800 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 24.574)$ = 5.171

③ 측벽

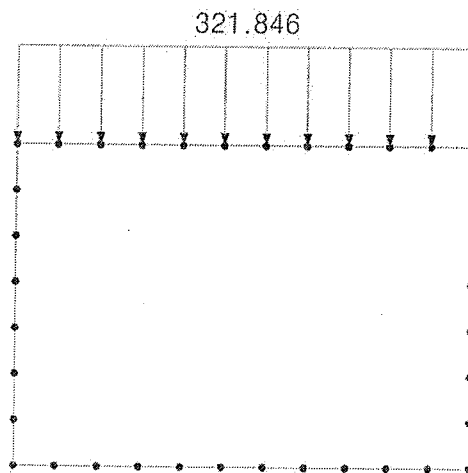
기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f_1 = 2.000 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 16.834)$ = 2.766	$f_1 = 2.000 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 16.834)$ = 6.802
$f_2 = 2.000 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 17.940)$ = 2.704	$f_2 = 2.000 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 17.940)$ = 6.651
$f_3 = 2.000 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 19.045)$ = 2.643	$f_3 = 2.000 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 19.045)$ = 6.500
$f_4 = 2.000 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 20.151)$ = 2.582	$f_4 = 2.000 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 20.151)$ = 6.349
$f_5 = 2.000 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 21.257)$ = 2.520	$f_5 = 2.000 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 21.257)$ = 6.198
$f_6 = 2.000 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 22.363)$ = 2.459	$f_6 = 2.000 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 22.363)$ = 6.047
$f_7 = 2.000 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 23.468)$ = 2.398	$f_7 = 2.000 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 23.468)$ = 5.897
$f_8 = 2.000 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 24.574)$ = 2.336	$f_8 = 2.000 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 24.574)$ = 5.746

10. 하 중 재 하 (상시)

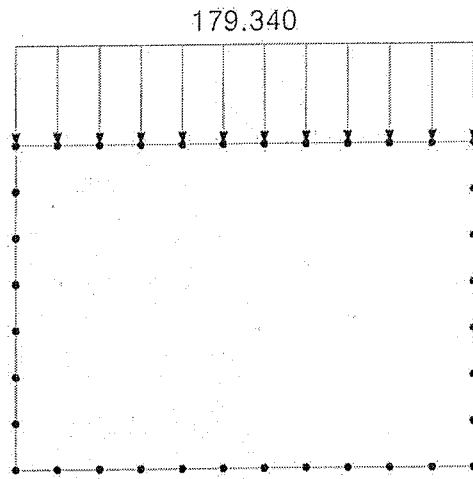
1) CASE1 - 구체자중(SW)



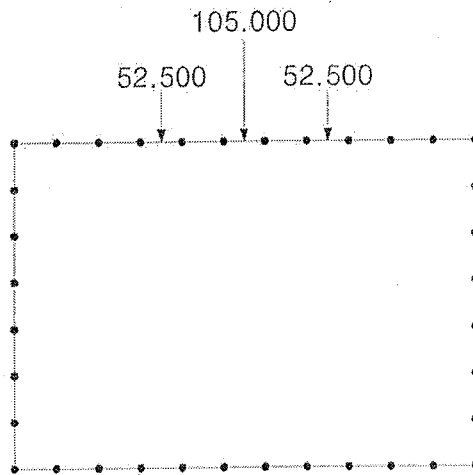
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



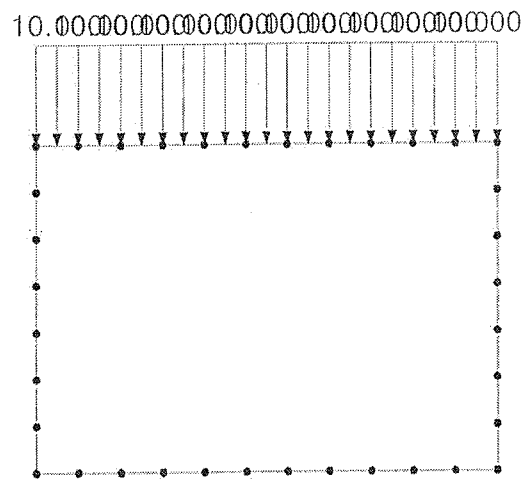
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



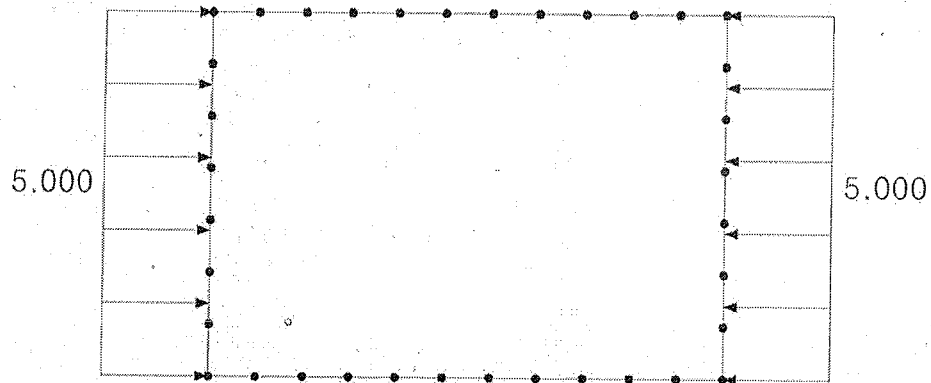
4) CASE4 - 제트팬하중(ZP)



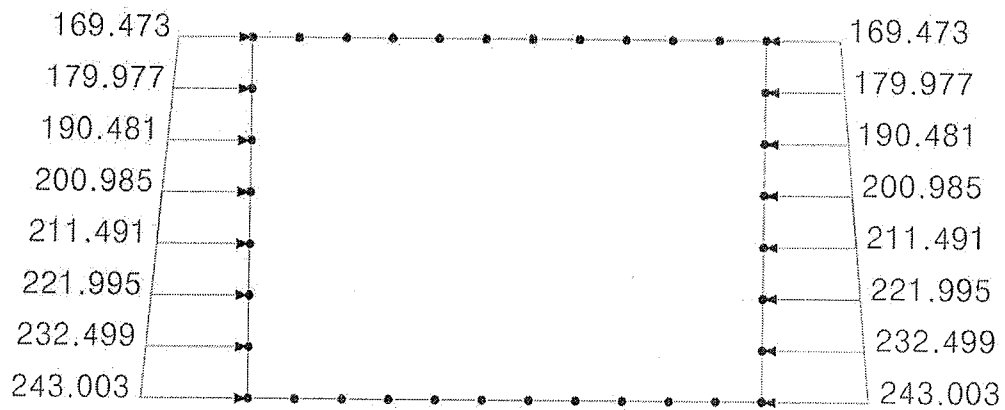
5) CASE5 - 만재활하중(LIVEFU)



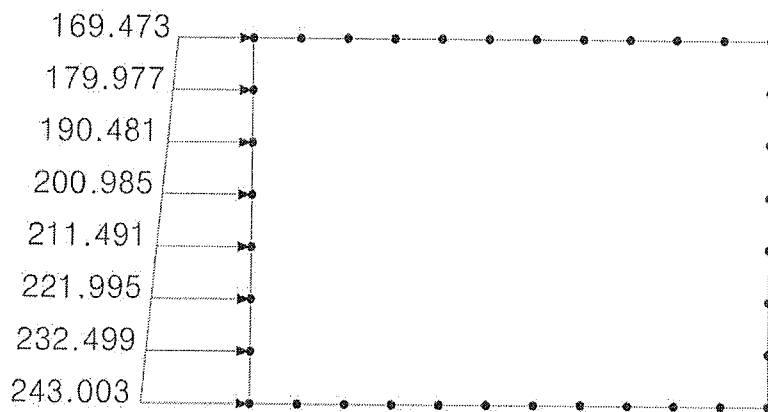
6) CASE6 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



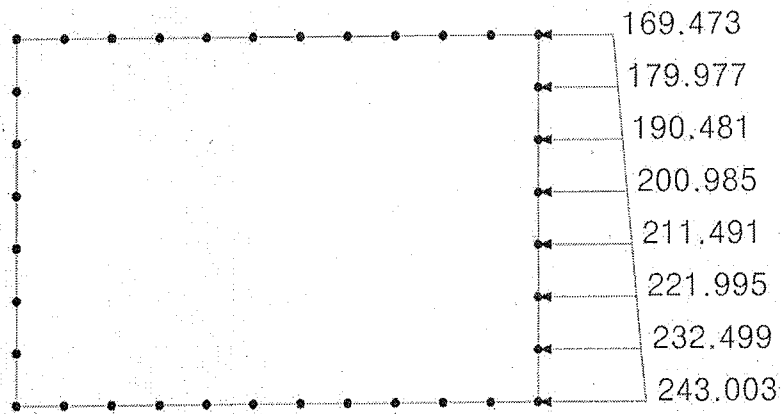
7) CASE7 - 양토압 : 지하수無(S01LB)



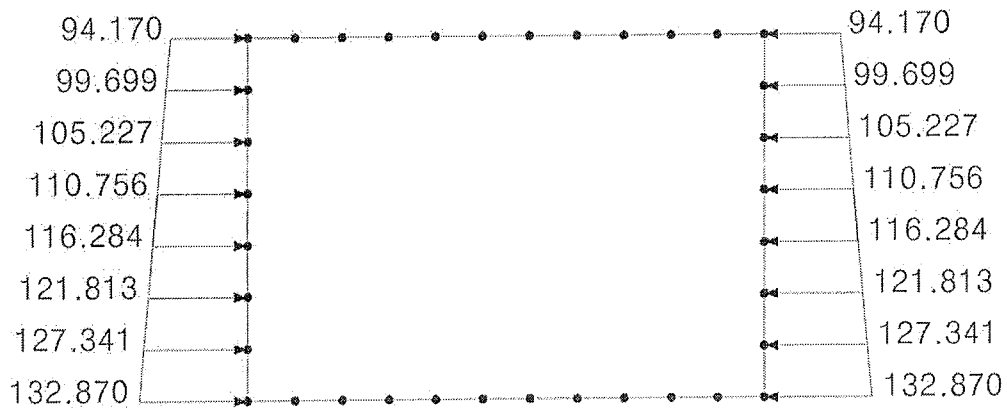
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수無(S01LL)



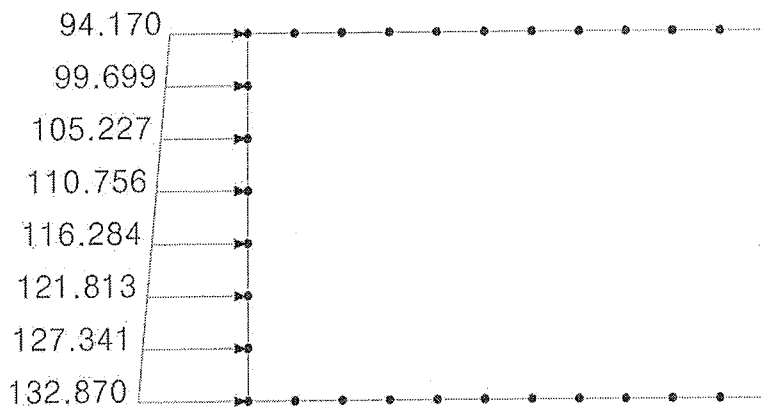
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수無(S0ILR)



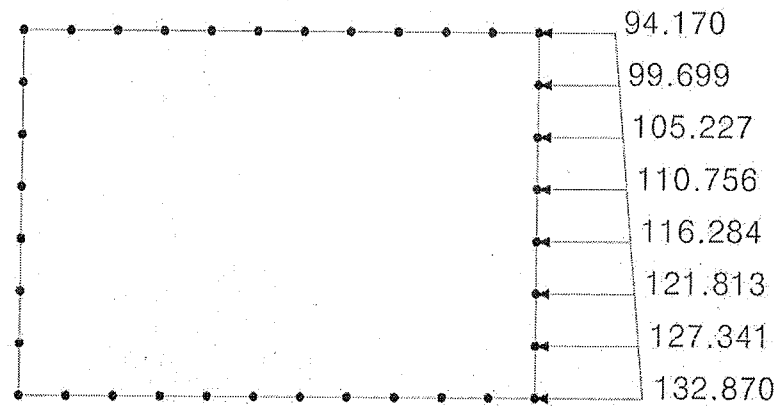
10) CASE10 - 양토압 : 지하수有(S0ILBW)



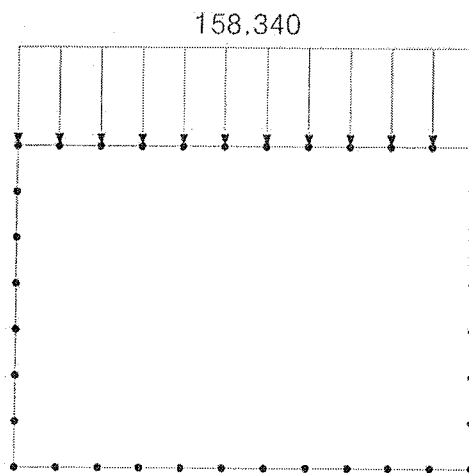
11) CASE11 - 편토압(좌측) : 지하수有(S0ILLW)



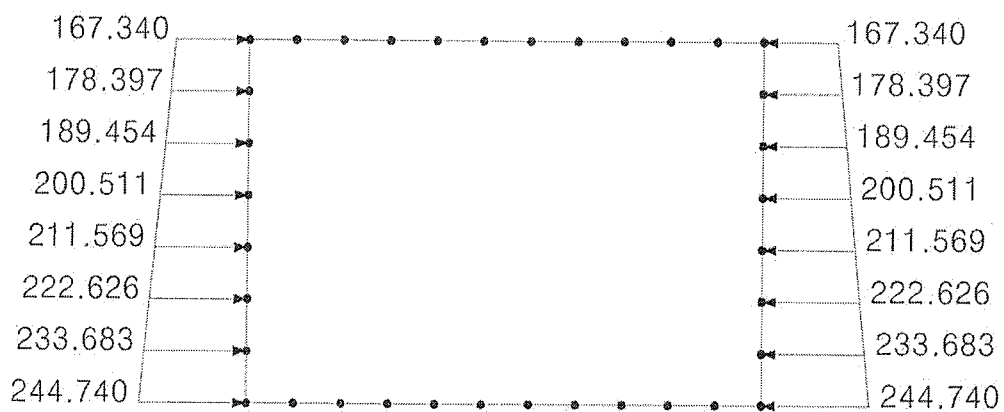
12) CASE12 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



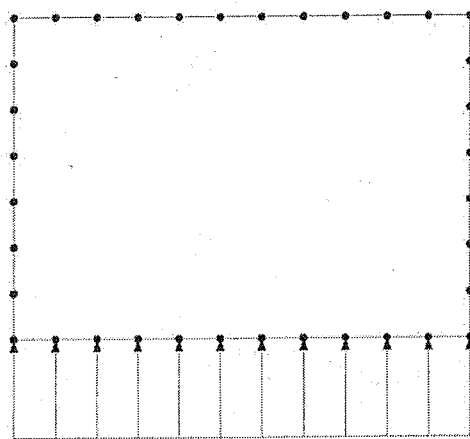
13) CASE13 - 연직수압(WATERY)



14) CASE14 - 수평수압(WATERH)

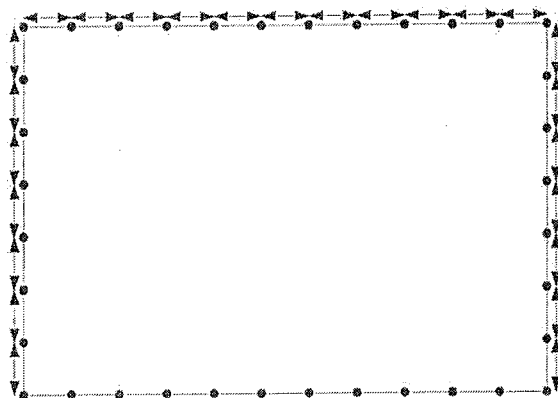


15) CASE15 - 부력(BUOYANCY)

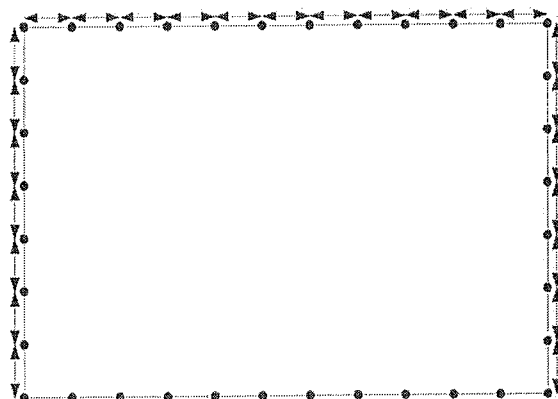


253.740

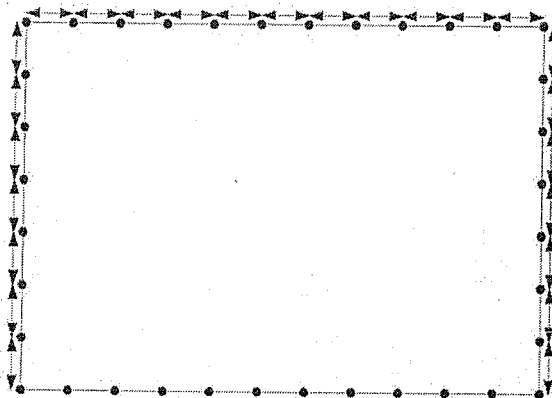
16) CASE16 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



17) CASE17 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

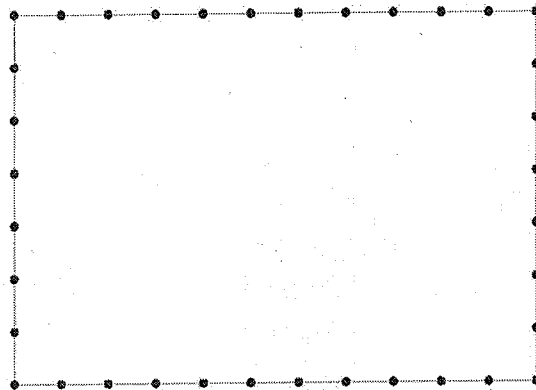


18) CASE18 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

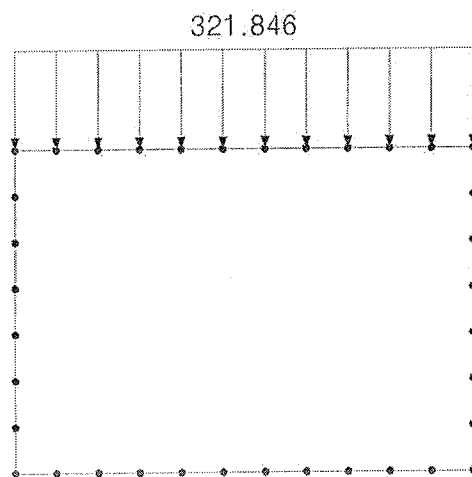


11. 하중 재하 (기능수행)

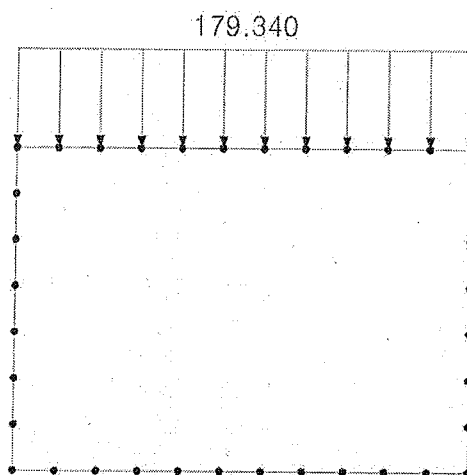
1) CASE1 - 구체자중(SW)



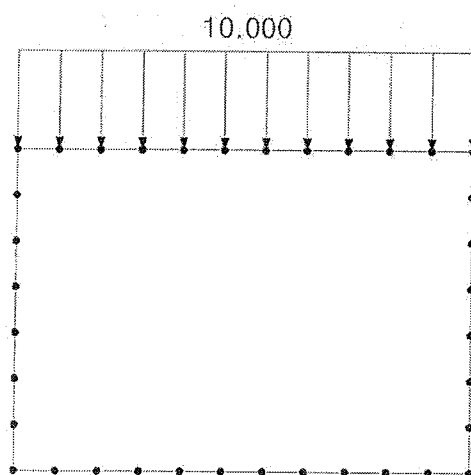
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



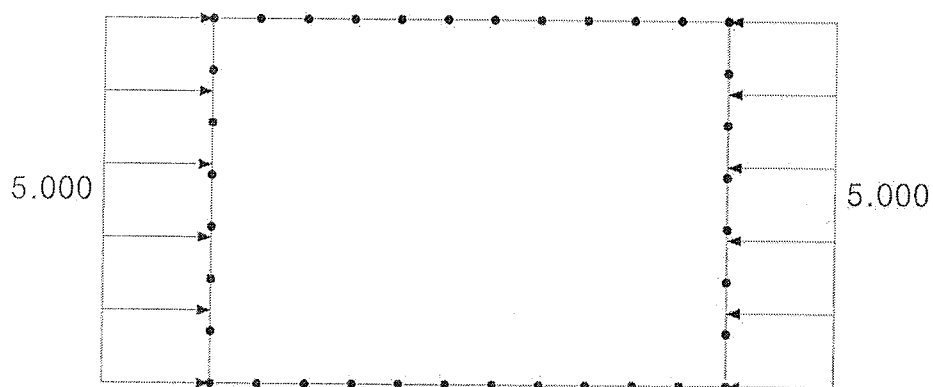
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有 (PAVEW)



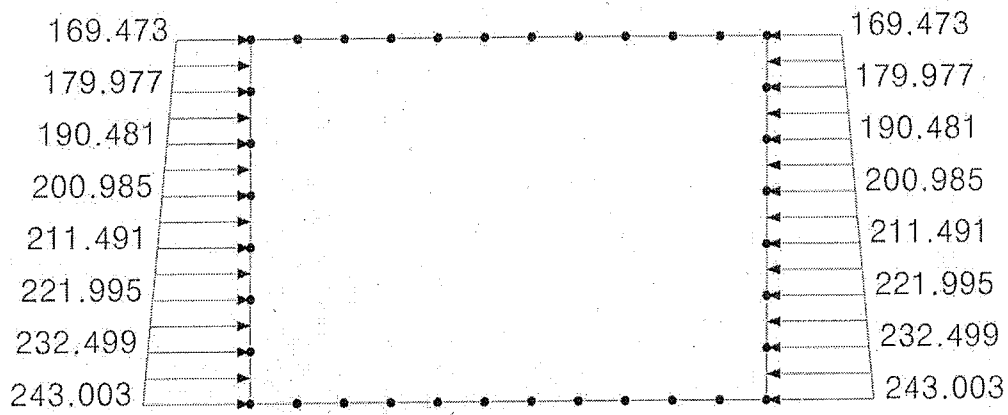
4) CASE4 - 지진시 만재활하중 (LIVEFUE)



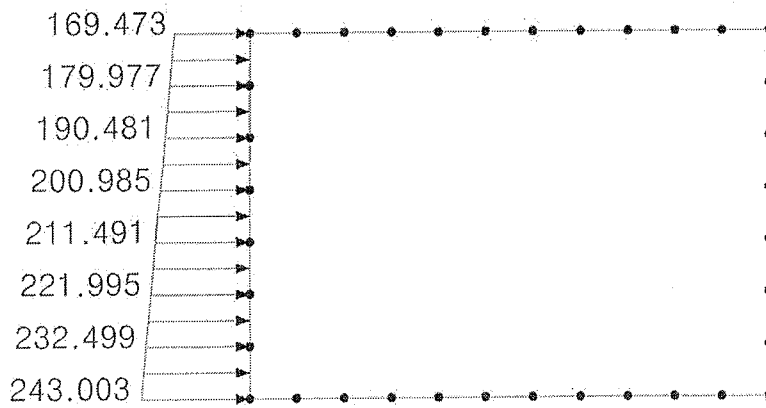
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중 (LIVEFUE)



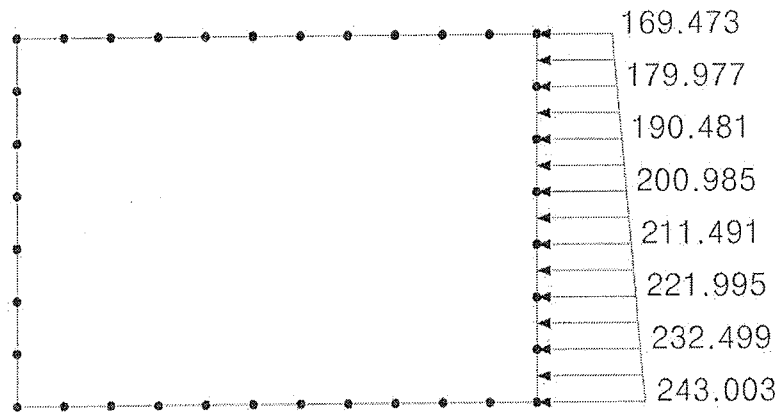
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(S01LBE2)



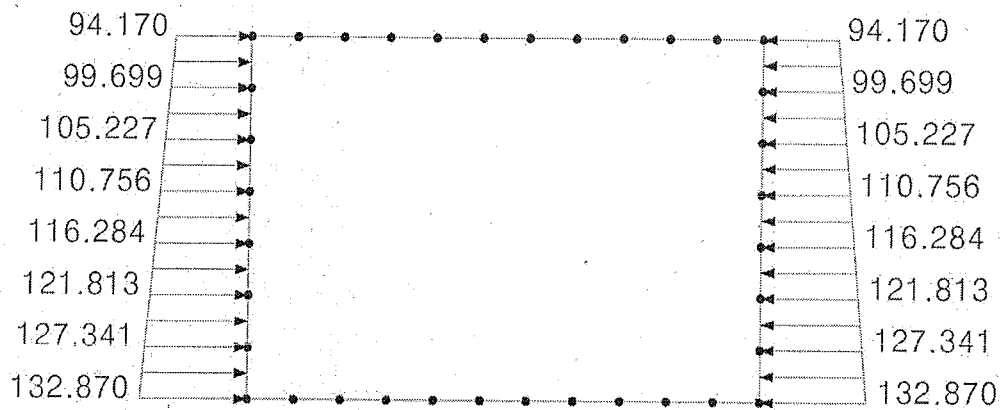
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(S01LLE2)



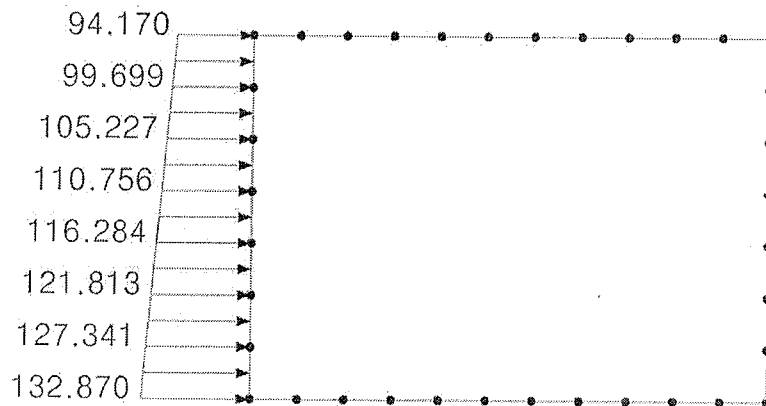
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(S01LRE2)



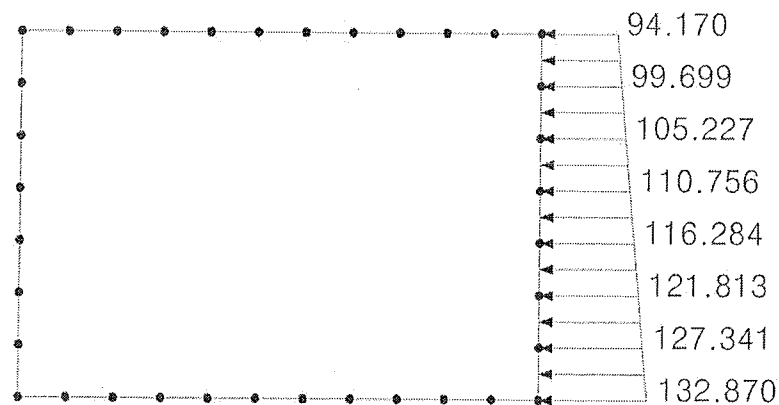
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(S01LBWE2)



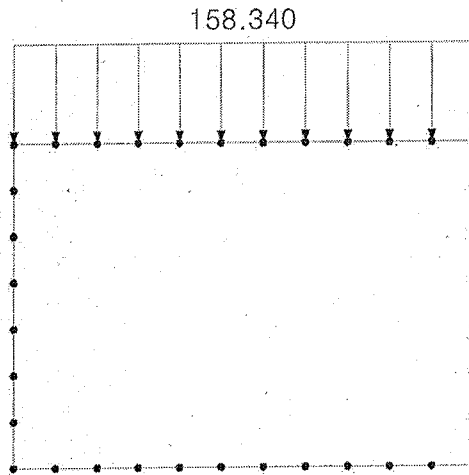
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(S01LLWE2)



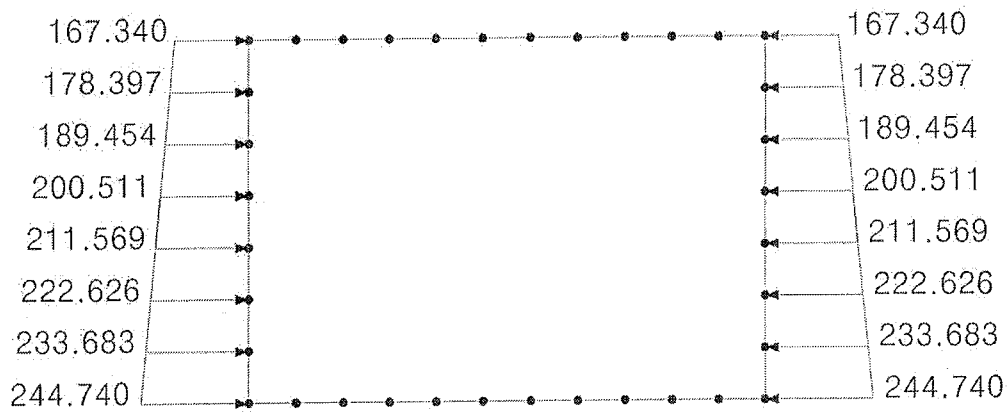
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(S01LRWE2)



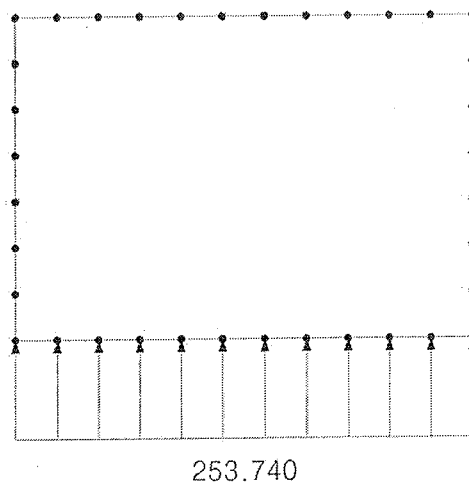
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

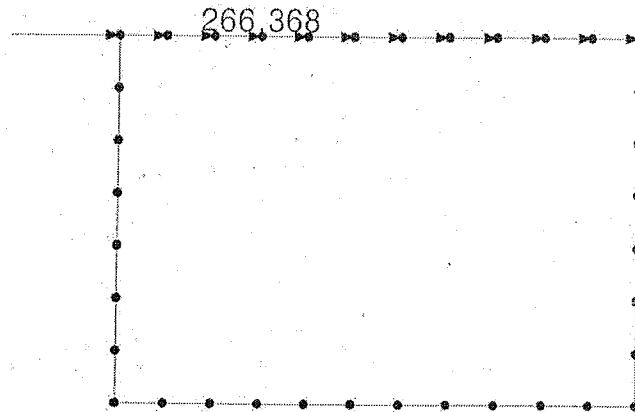


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

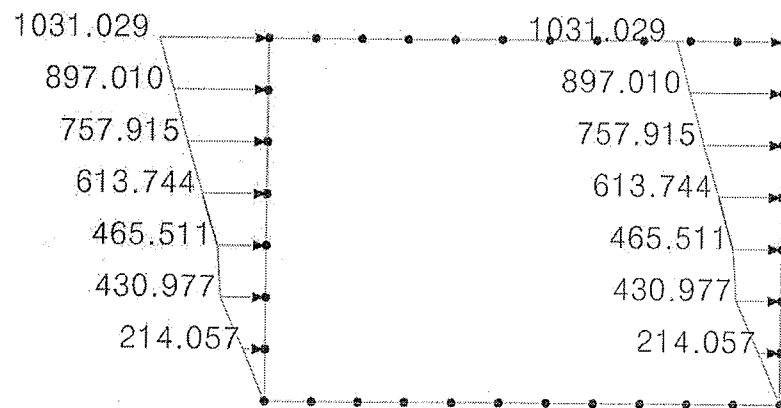


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

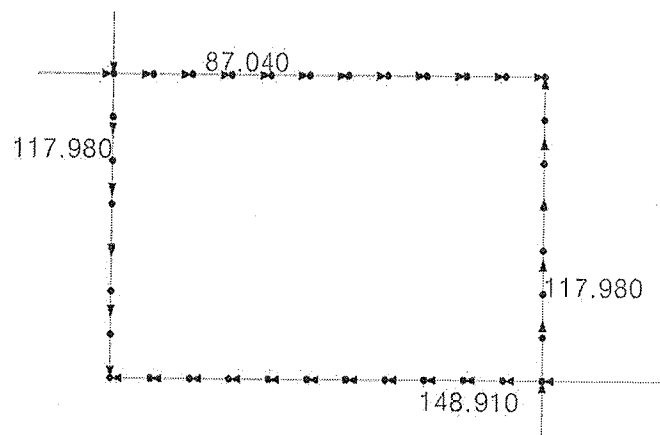
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



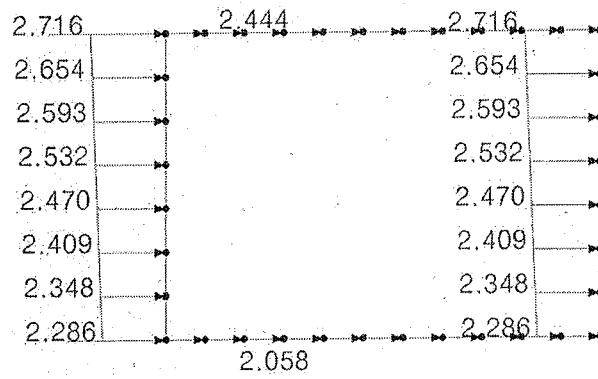
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주변전단력(기능수행)(FUNMS)

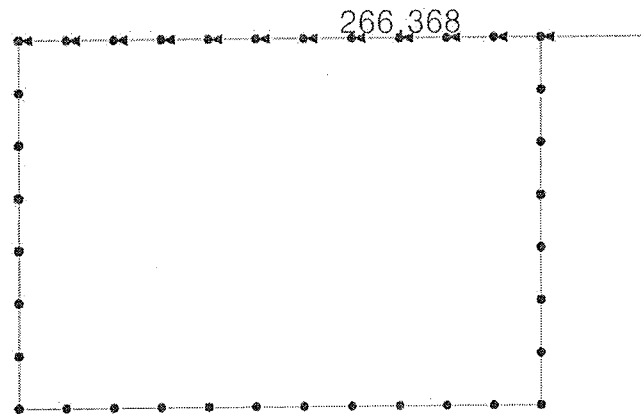


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

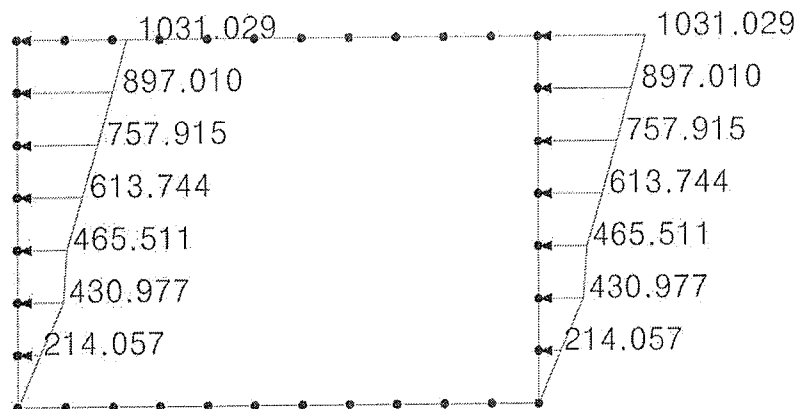


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

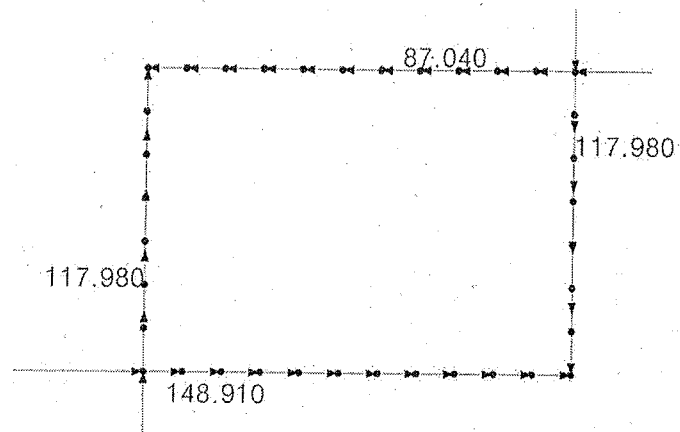
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



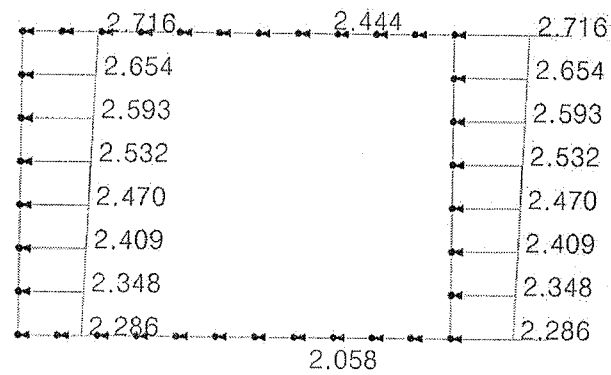
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

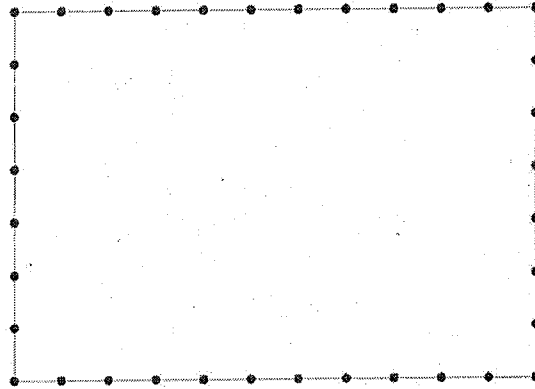


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

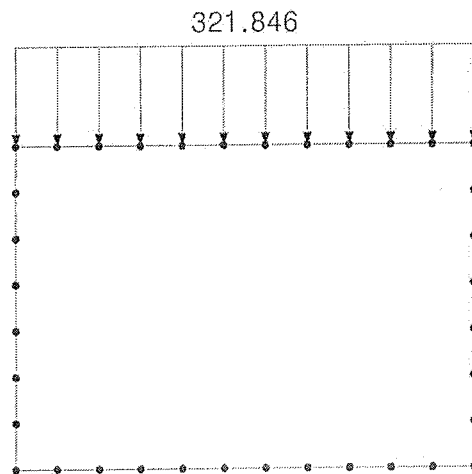


12. 하중 재하 (붕괴방지)

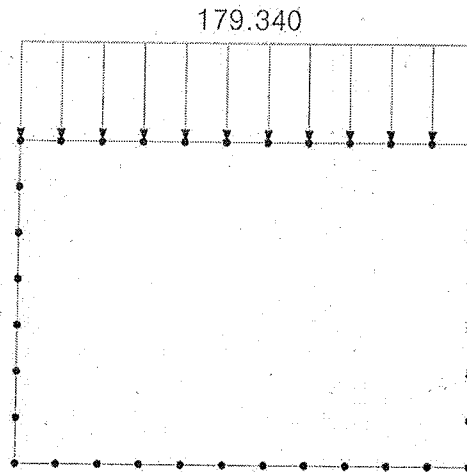
1) CASE1 - 구체자중(SW)



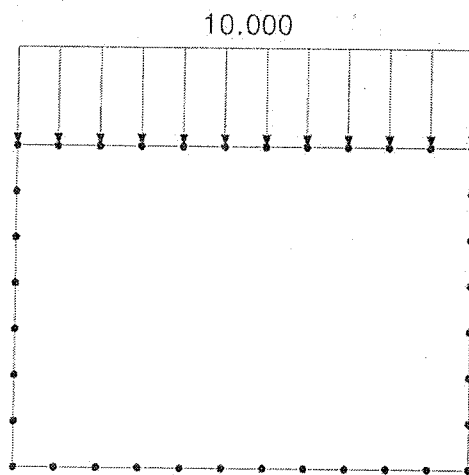
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



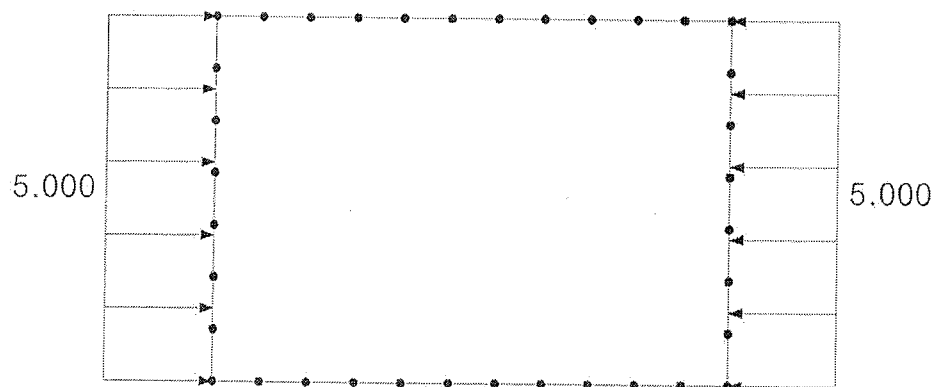
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



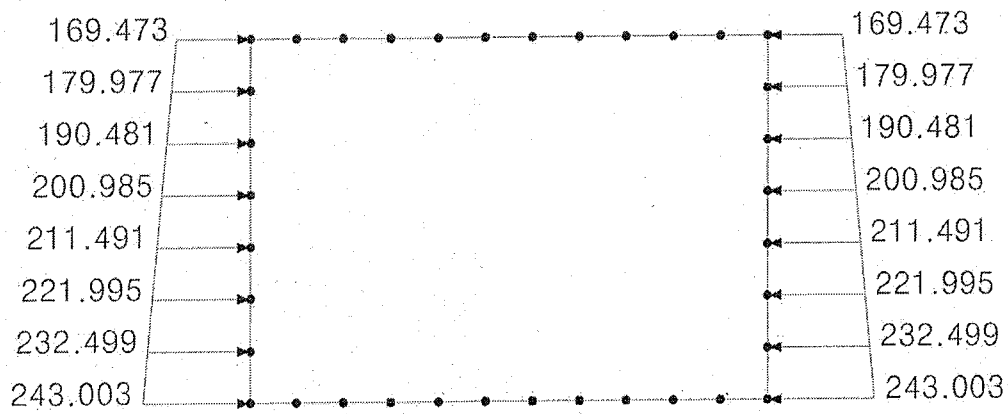
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



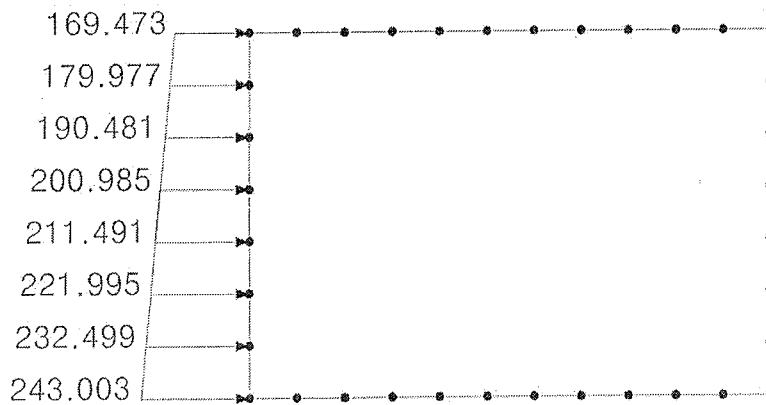
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



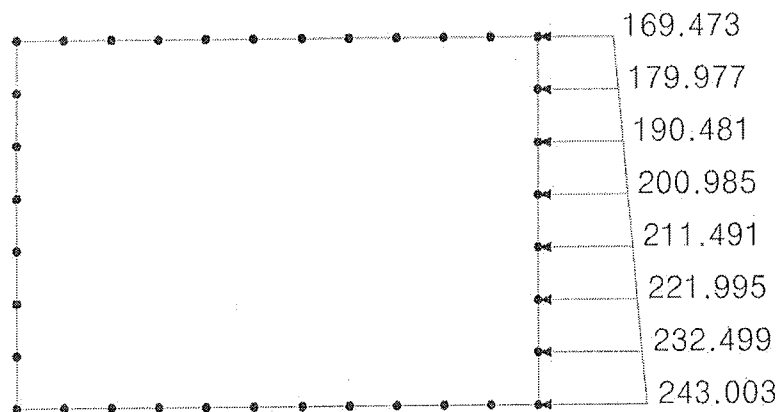
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



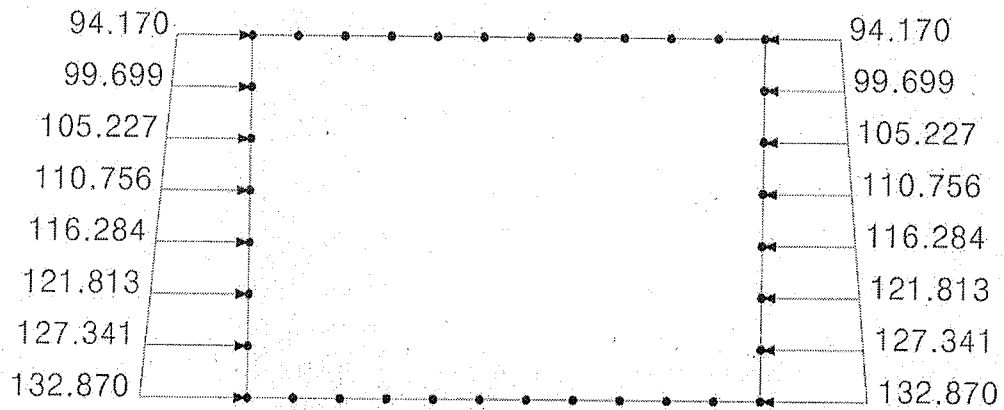
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



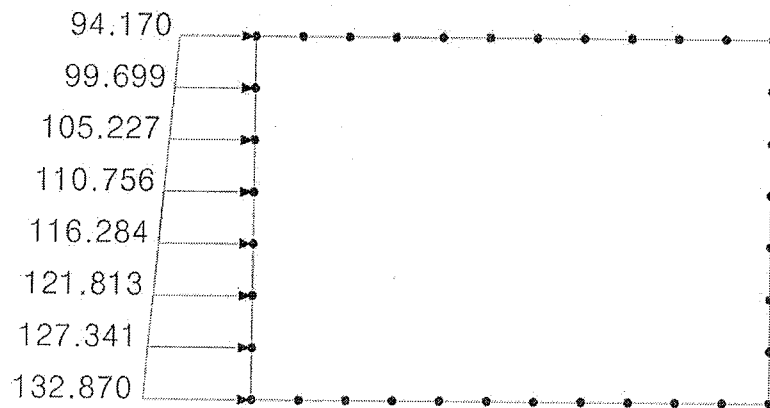
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



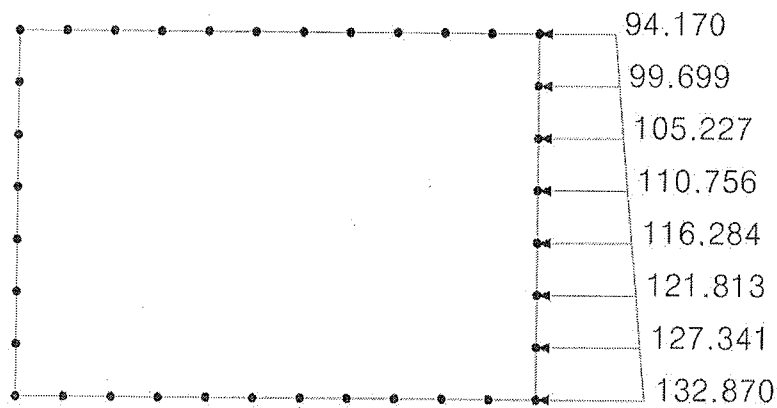
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



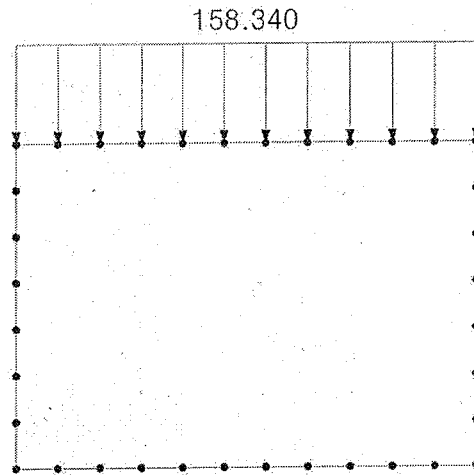
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



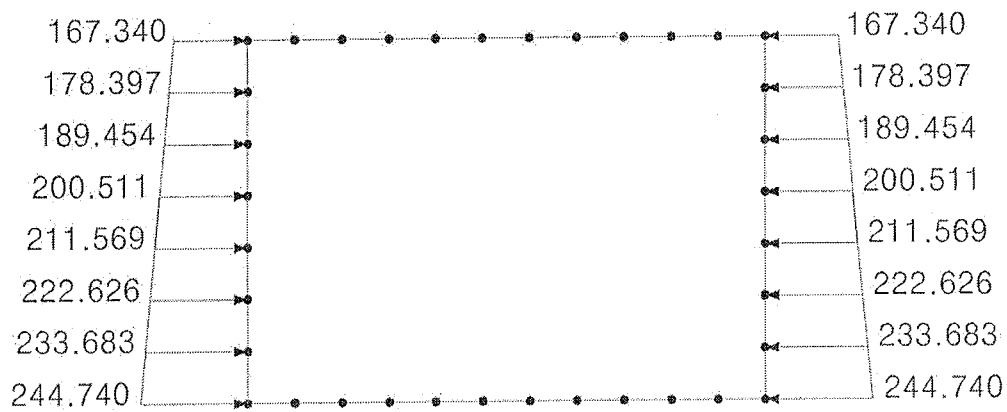
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



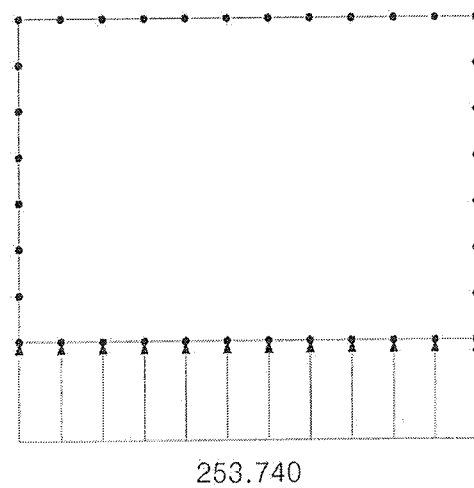
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

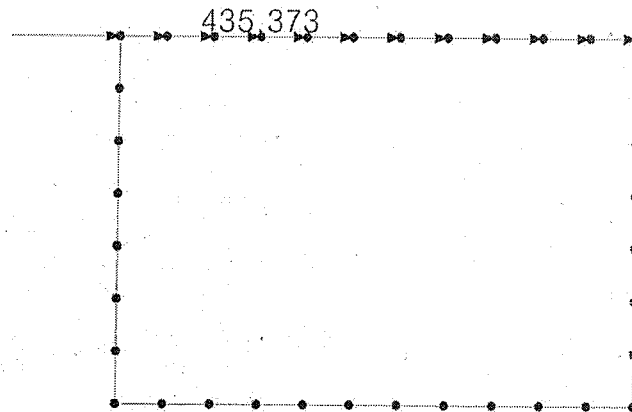


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

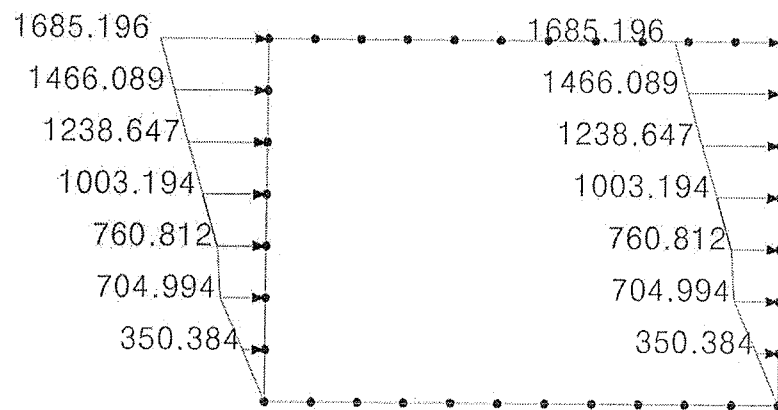


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

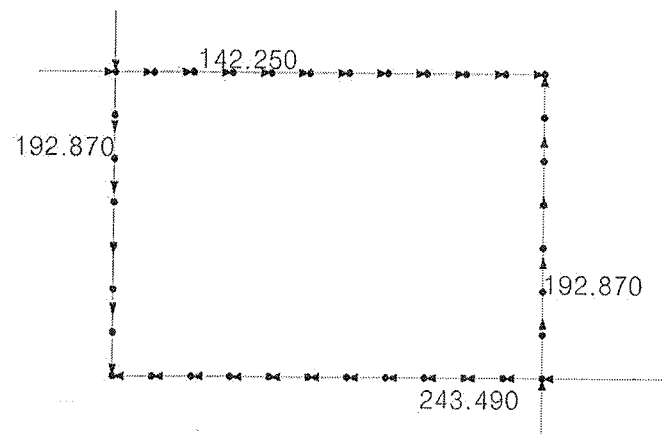
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



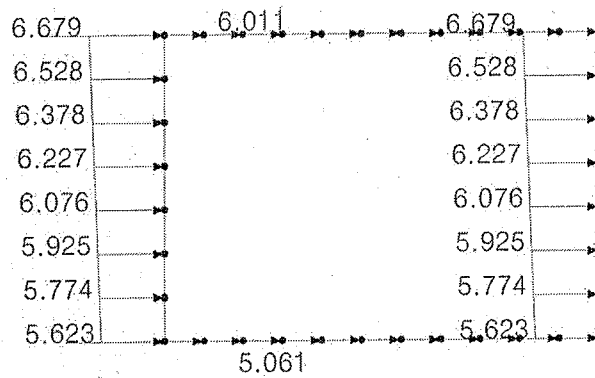
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

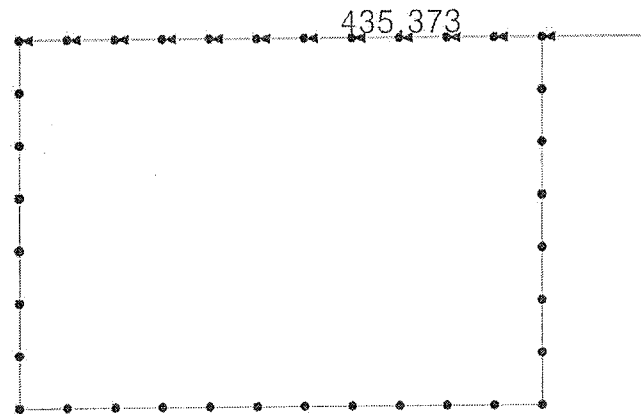


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

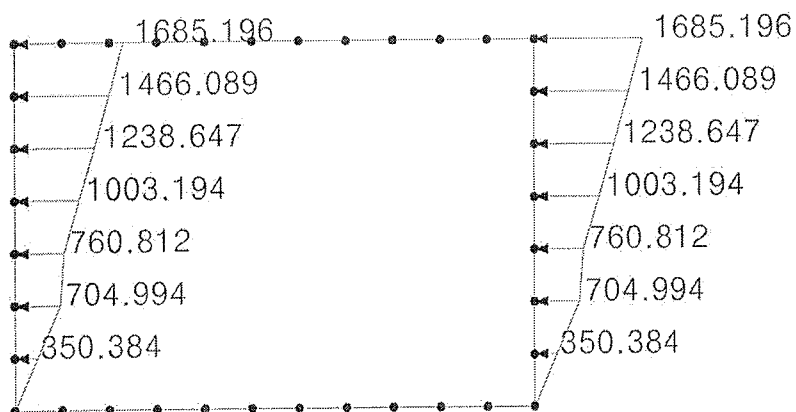


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

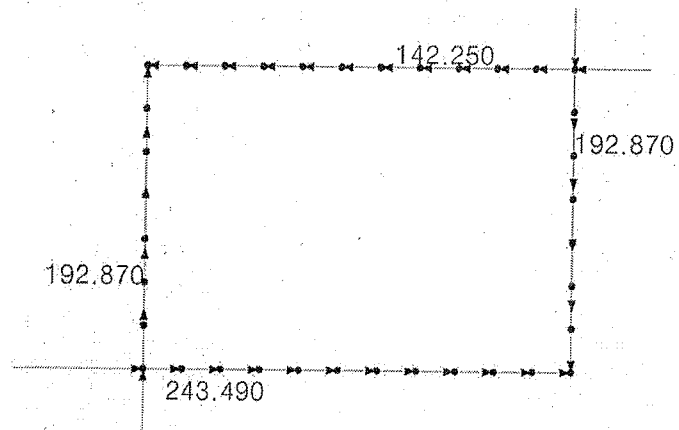
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



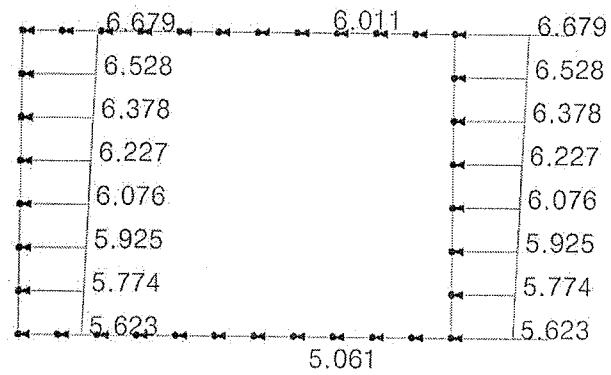
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주변전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 H_v 에 대한 보정계수

$h \leq 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha_H = 1.0$

$h > 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha_H = 1.05 - 0.025h (\geq 0.875) = 0.875$, $h = 16.834 \text{ m}$

1) 계수하중

구 분	D	H _v	L	H _h	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	1.200	0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	H _v	L	H _h	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	H _v	L	H _h	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	●

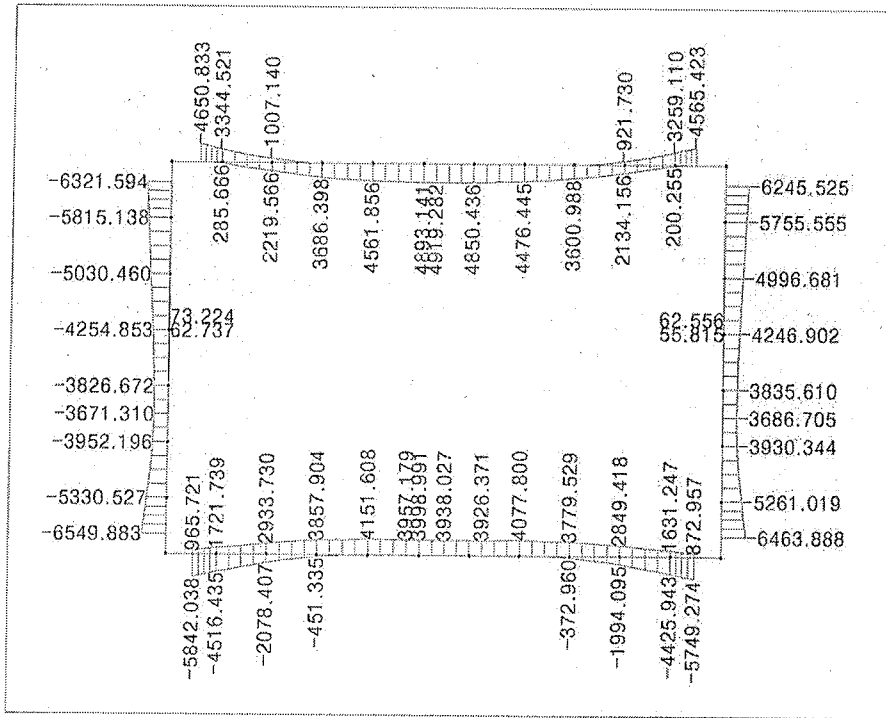
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	H _v	L	H _h	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	●

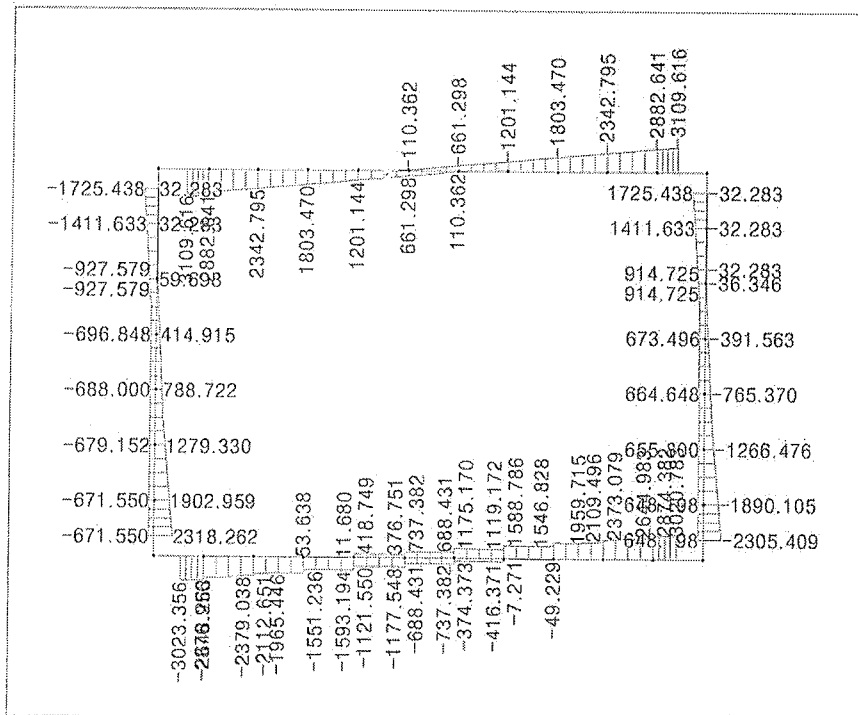
14. 단면력정리

14.1 상시

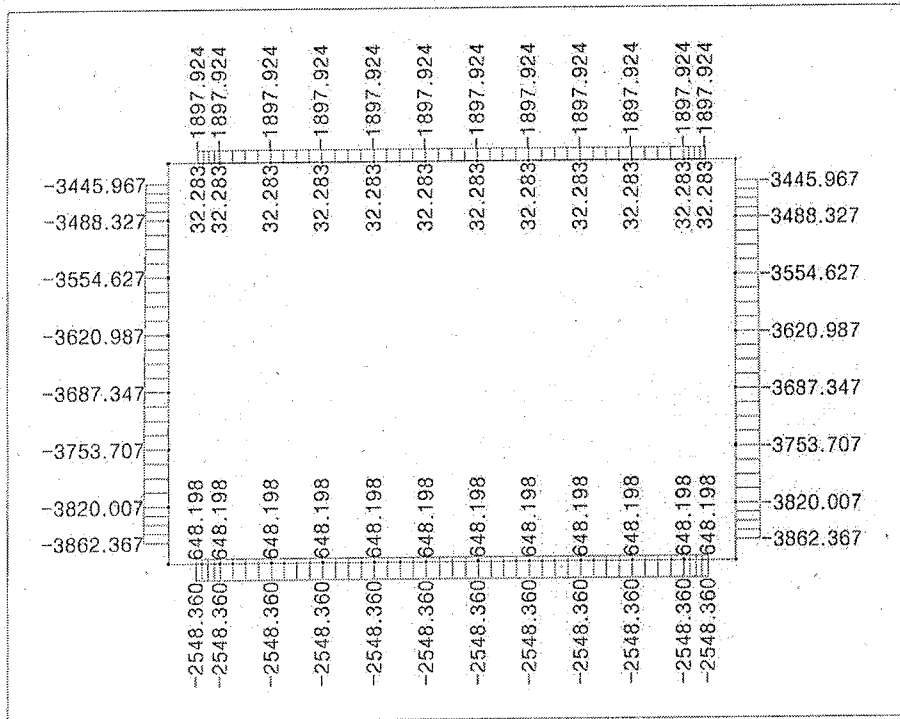
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



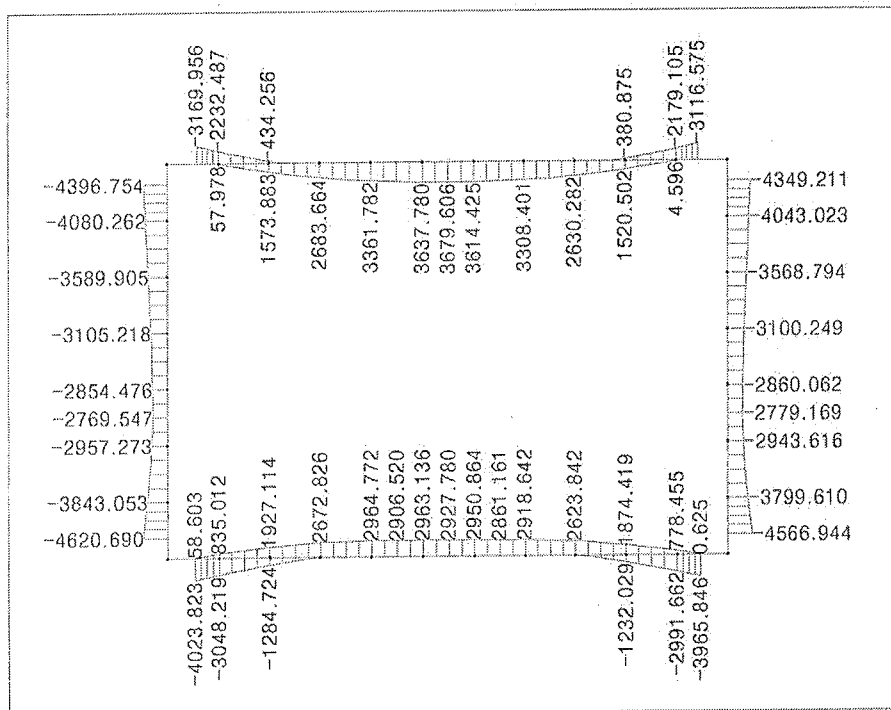
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

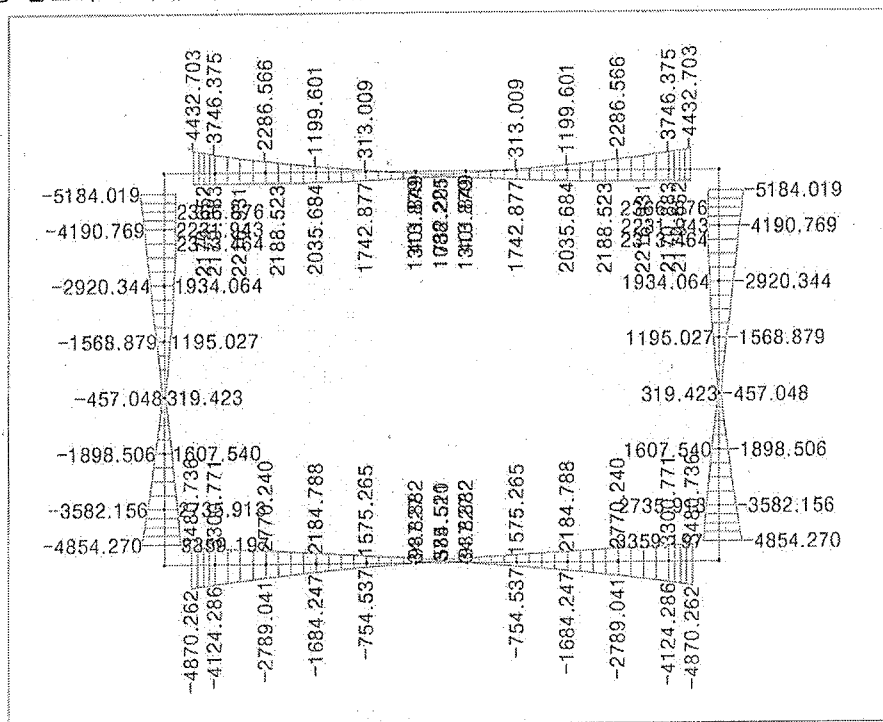


5) 단면력 정리

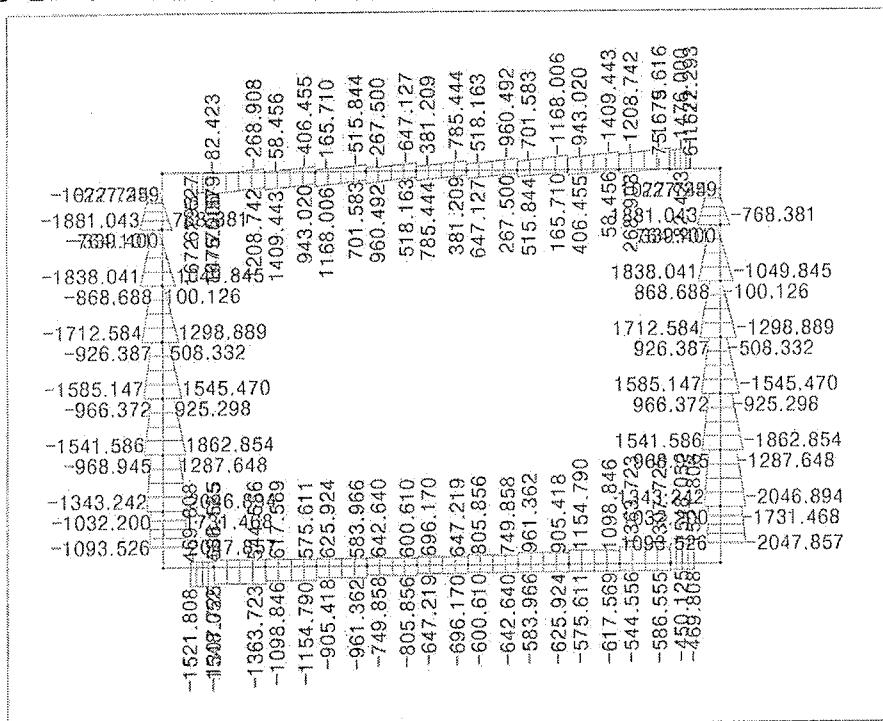
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	4650.83	2016.36	1897.92	3169.96	1000.00	1966.67	
		좌측 (하면)	2	0.00	2016.36	1897.92	0.00	1000.00	1800.00	
		중앙부	3	4919.28	526.47	1897.92	3667.53	1000.00	1800.00	
		우측 (상면)	4	4565.42	2016.36	1897.92	3116.58	1000.00	1966.67	
		우측 (하면)	5	0.00	2016.36	1897.92	0.00	1000.00	1800.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	965.72	1971.34	2548.36	58.60	1000.00	1800.00	
		좌측 (하면)	7	5842.04	1971.34	2548.36	4023.82	1000.00	1800.00	
		중앙부 (상면)	8	4151.61	1593.19	2548.36	2964.77	1000.00	1800.00	
		중앙부 (하면)	9	0.00	1593.19	2548.36	0.00	1000.00	1800.00	
		우측 (상면)	10	872.96	1965.60	2548.36	0.63	1000.00	1800.00	
		우측 (하면)	11	5749.27	1965.60	2548.36	3965.85	1000.00	1800.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	12	6321.59	696.02	3445.97	4396.75	1000.00	2166.67	
		상부 (내측)	13	0.00	696.02	3445.97	0.00	1000.00	2000.00	
		중앙부 (외측)	14	3826.67	1157.71	3687.35	2854.48	1000.00	2000.00	
		중앙부 (내측)	15	0.00	1157.71	3687.35	0.00	1000.00	2000.00	
		하부 (외측)	16	6549.88	1297.30	3862.37	4620.69	1000.00	2000.00	
		하부 (내측)	17	0.00	1297.30	3862.37	0.00	1000.00	2000.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	18	6245.53	672.67	3445.97	4349.21	1000.00	2166.67	
		상부 (내측)	19	0.00	672.67	3445.97	0.00	1000.00	2000.00	
		중앙부 (외측)	20	3835.61	1157.71	3687.35	2860.06	1000.00	2000.00	
		중앙부 (내측)	21	0.00	1157.71	3687.35	0.00	1000.00	2000.00	
		하부 (외측)	22	6463.89	1284.44	3862.37	4566.94	1000.00	2000.00	
		하부 (내측)	23	0.00	1284.44	3862.37	0.00	1000.00	2000.00	

14.2 지진시(기능수행)

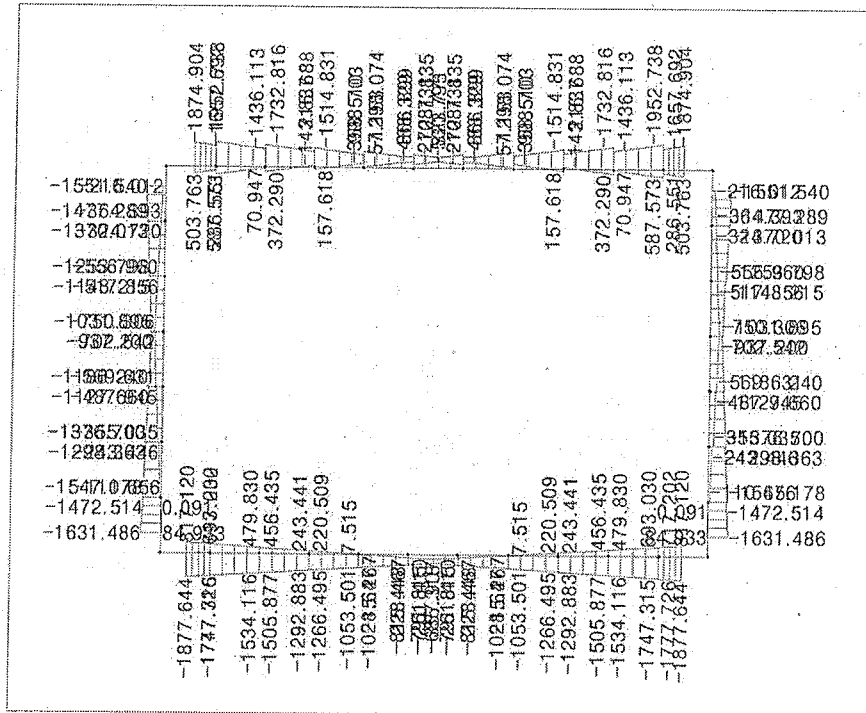
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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



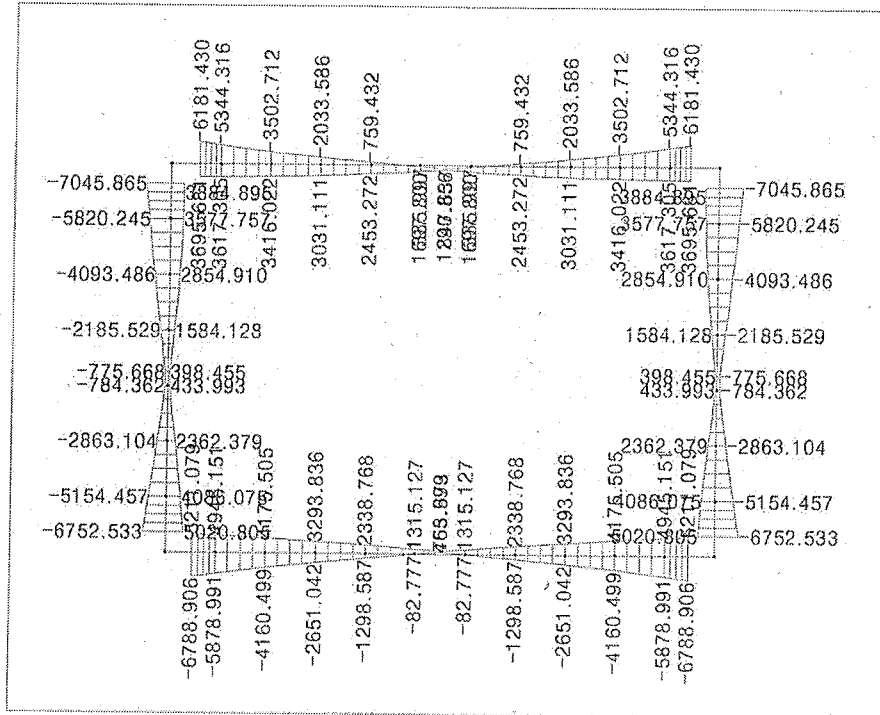
4) 단면력 정리

구분	위 치		계수하중			B mm	H mm	비고
			모멘트	전단력	축력			
			kN.m	kN	kN			
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	4432.70	1127.14	1874.90	1000.00	1966.67
		좌측 (하면)	2	2172.05	1127.14	1874.90	1000.00	1800.00
		중앙부	3	1216.15	668.84	952.80	1000.00	1800.00
		우측 (상면)	4	4432.70	1127.14	1874.90	1000.00	1966.67
		우측 (하면)	5	2172.05	1127.14	1874.90	1000.00	1800.00
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	3480.74	1132.71	1877.64	1000.00	1800.00
		좌측 (하면)	7	4870.26	1132.71	1877.64	1000.00	1800.00
		중앙부 (상면)	8	1575.27	961.36	1053.50	1000.00	1800.00
		중앙부 (하면)	9	754.54	961.36	1053.50	1000.00	1800.00
		우측 (상면)	10	3480.74	1132.71	1877.64	1000.00	1800.00
		우측 (하면)	11	4870.26	1132.71	1877.64	1000.00	1800.00

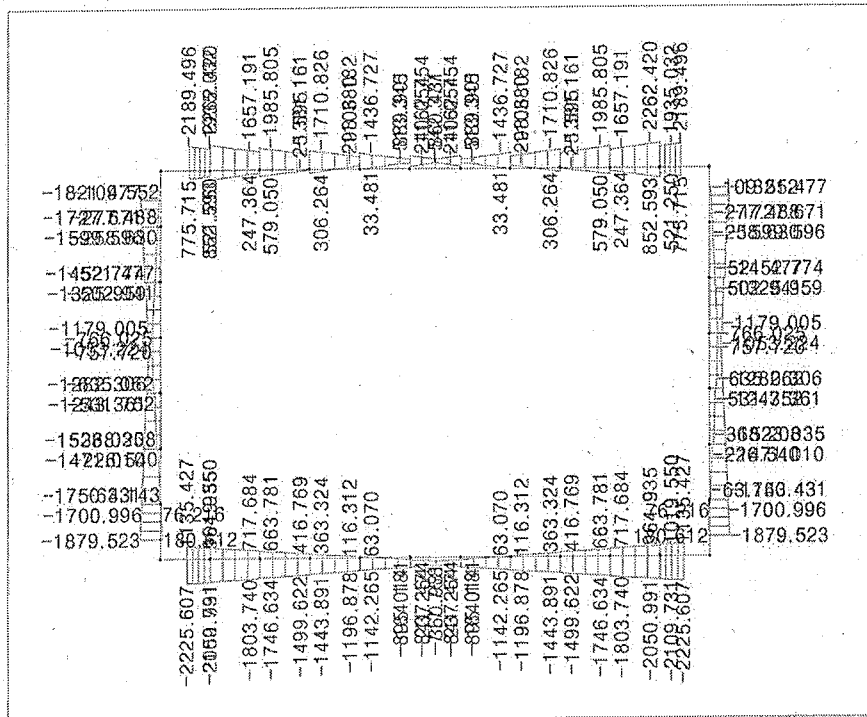
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	12	5184.02	991.79	1551.54	1000.00	2166.67	
		상부 (내측)	13	2315.39	991.79	1551.54	1000.00	2000.00	
		중앙부 (외측)	14	457.05	1329.43	1311.91	1000.00	2000.00	
		중앙부 (내측)	15	319.42	1329.43	1311.91	1000.00	2000.00	
		하부 (외측)	16	4854.27	1313.48	1631.49	1000.00	2000.00	
		하부 (내측)	17	3359.20	1313.48	1631.49	1000.00	2000.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	18	5184.02	991.79	1551.54	1000.00	2166.67	
		상부 (내측)	19	2315.39	991.79	1551.54	1000.00	2000.00	
		중앙부 (외측)	20	457.05	1329.43	1311.91	1000.00	2000.00	
		중앙부 (내측)	21	319.42	1329.43	1311.91	1000.00	2000.00	
		하부 (외측)	22	4854.27	1313.48	1631.49	1000.00	2000.00	
		하부 (내측)	23	3359.20	1313.48	1631.49	1000.00	2000.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

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



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 (상면)	1	6181.43	2060.48	1519.37	2189.50	1000.00	1966.67	
		좌측 (하면)	2	3695.68	1231.89	1519.37	2189.50	1000.00	1800.00	
		중앙부	3	1509.43	503.14	1018.82	1011.59	1000.00	1800.00	
		우측 (상면)	4	6181.43	2060.48	1519.37	2189.50	1000.00	1966.67	
		우측 (하면)	5	3695.68	1231.89	1519.37	2189.50	1000.00	1800.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	5211.08	1737.03	1541.78	2225.61	1000.00	1800.00	
		좌측 (하면)	7	6788.91	2262.97	1541.78	2225.61	1000.00	1800.00	
		중앙부 (상면)	8	2338.77	779.59	1382.43	1196.88	1000.00	1800.00	
		중앙부 (하면)	9	1298.59	432.86	1382.43	1196.88	1000.00	1800.00	
		우측 (상면)	10	5211.08	1737.03	1541.78	2225.61	1000.00	1800.00	
		우측 (하면)	11	6788.91	2262.97	1541.78	2225.61	1000.00	1800.00	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	12	7045.87	2348.62	1494.65	1821.48	1000.00	2166.67	
		상부 (내측)	13	3879.47	1293.16	1494.65	1821.48	1000.00	2000.00	
		중앙부 (외측)	14	784.36	261.45	1760.71	1526.19	1000.00	2000.00	
		중앙부 (내측)	15	433.99	144.66	1760.71	1526.19	1000.00	2000.00	
		하부 (외측)	16	6752.53	2250.84	1836.59	1879.52	1000.00	2000.00	
		하부 (내측)	17	5020.81	1673.60	1836.59	1879.52	1000.00	2000.00	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	18	7045.87	2348.62	1494.65	1821.48	1000.00	2166.67	
		상부 (내측)	19	3879.47	1293.16	1494.65	1821.48	1000.00	2000.00	
		중앙부 (외측)	20	784.36	261.45	1760.71	1526.19	1000.00	2000.00	
		중앙부 (내측)	21	433.99	144.66	1760.71	1526.19	1000.00	2000.00	
		하부 (외측)	22	6752.53	2250.84	1836.59	1879.52	1000.00	2000.00	
		하부 (내측)	23	5020.81	1673.60	1836.59	1879.52	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 (상면)	1	-4650.83	-	-2060.48	-4432.70	-4650.83	
		좌측 (하면)	2	-	-	1231.89	2172.05	2172.05	
		중앙부	3	4919.28	-	503.14	1216.15	4919.28	
		우측 (상면)	4	-4565.42	-	-2060.48	-4432.70	-4565.42	
		우측 (하면)	5	-	-	1231.89	2172.05	2172.05	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	965.72	-	1737.03	3480.74	3480.74	
		좌측 (하면)	7	-5842.04	-	-2262.97	-4870.26	-5842.04	
		중앙부 (상면)	8	4151.61	-	779.59	1575.27	4151.61	
		중앙부 (하면)	9	-	-	-432.86	-754.54	-754.54	
		우측 (상면)	10	872.96	-	1737.03	3480.74	3480.74	
		우측 (하면)	11	-5749.27	-	-2262.97	-4870.26	-5749.27	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	12	-6321.59	-	-2348.62	-5184.02	-6321.59	
		상부 (내측)	13	-	-	1293.16	2315.39	2315.39	
		중앙부 (외측)	14	-3826.67	-	-261.45	-457.05	-3826.67	
		중앙부 (내측)	15	-	-	144.66	319.42	319.42	
		하부 (외측)	16	-6549.88	-	-2250.84	-4854.27	-6549.88	
		하부 (내측)	17	-	-	1673.60	3359.20	3359.20	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	18	-6245.53	-	-2348.62	-5184.02	-6245.53	
		상부 (내측)	19	-	-	1293.16	2315.39	2315.39	
		중앙부 (외측)	20	-3835.61	-	-261.45	-457.05	-3835.61	
		중앙부 (내측)	21	-	-	144.66	319.42	319.42	
		하부 (외측)	22	-6463.89	-	-2250.84	-4854.27	-6463.89	
		하부 (내측)	23	-	-	1673.60	3359.20	3359.20	

2) 전단력

(kN)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고	
			2D	3D	통과	기능			
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	2016.36	-	1519.37	1127.14	2016.36	
		좌측 (하면)	2	2016.36	-	1519.37	1127.14	2016.36	
		중앙부	3	526.47	-	1018.82	668.84	1018.82	
		우측 (상면)	4	-2016.36	-	-1519.37	-1127.14	-2016.36	
		우측 (하면)	5	-2016.36	-	-1519.37	-1127.14	-2016.36	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-1971.34	-	-1541.78	-1132.71	-1971.34	
		좌측 (하면)	7	-1971.34	-	-1541.78	-1132.71	-1971.34	
		중앙부 (상면)	8	-1593.19	-	-1382.43	-961.36	-1593.19	
		중앙부 (하면)	9	-1593.19	-	-1382.43	-961.36	-1593.19	
		우측 (상면)	10	1965.60	-	1541.78	1132.71	1965.60	
		우측 (하면)	11	1965.60	-	1541.78	1132.71	1965.60	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	12	-696.02	-	-1494.65	-991.79	-1494.65	
		상부 (내측)	13	-696.02	-	-1494.65	-991.79	-1494.65	
		중앙부 (외측)	14	-1157.71	-	-1760.71	-1329.43	-1760.71	
		중앙부 (내측)	15	-1157.71	-	-1760.71	-1329.43	-1760.71	
		하부 (외측)	16	1297.30	-	1836.59	1313.48	1836.59	
		하부 (내측)	17	1297.30	-	1836.59	1313.48	1836.59	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	18	672.67	-	1494.65	991.79	1494.65	
		상부 (내측)	19	672.67	-	1494.65	991.79	1494.65	
		중앙부 (외측)	20	1157.71	-	1760.71	1329.43	1760.71	
		중앙부 (내측)	21	1157.71	-	1760.71	1329.43	1760.71	
		하부 (외측)	22	-1284.44	-	-1836.59	-1313.48	-1836.59	
		하부 (내측)	23	-1284.44	-	-1836.59	-1313.48	-1836.59	

3) 축력

(kN)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고	
			20	30	붕괴	기능			
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-1897.92	-	-2189.50	-1874.90	-2189.50	
		좌측 (하면)	2	-1897.92	-	-2189.50	-1874.90	-2189.50	
		중앙부	3	-1897.92	-	-1011.59	-952.80	-1897.92	
		우측 (상면)	4	-1897.92	-	-2189.50	-1874.90	-2189.50	
		우측 (하면)	5	-1897.92	-	-2189.50	-1874.90	-2189.50	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-2548.36	-	-2225.61	-1877.64	-2548.36	
		좌측 (하면)	7	-2548.36	-	-2225.61	-1877.64	-2548.36	
		중앙부 (상면)	8	-2548.36	-	-1196.88	-1053.50	-2548.36	
		중앙부 (하면)	9	-2548.36	-	-1196.88	-1053.50	-2548.36	
		우측 (상면)	10	-2548.36	-	-2225.61	-1877.64	-2548.36	
		우측 (하면)	11	-2548.36	-	-2225.61	-1877.64	-2548.36	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	12	-3445.97	-	-1821.48	-1551.54	-3445.97	
		상부 (내측)	13	-3445.97	-	-1821.48	-1551.54	-3445.97	
		중앙부 (외측)	14	-3687.35	-	-1526.19	-1311.91	-3687.35	
		중앙부 (내측)	15	-3687.35	-	-1526.19	-1311.91	-3687.35	
		하부 (외측)	16	-3862.37	-	-1879.52	-1631.49	-3862.37	
		하부 (내측)	17	-3862.37	-	-1879.52	-1631.49	-3862.37	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	18	-3445.97	-	-1821.48	-1551.54	-3445.97	
		상부 (내측)	19	-3445.97	-	-1821.48	-1551.54	-3445.97	
		중앙부 (외측)	20	-3687.35	-	-1526.19	-1311.91	-3687.35	
		중앙부 (내측)	21	-3687.35	-	-1526.19	-1311.91	-3687.35	
		하부 (외측)	22	-3862.37	-	-1879.52	-1631.49	-3862.37	
		하부 (내측)	23	-3862.37	-	-1879.52	-1631.49	-3862.37	

4) 사용모멘트

(kN.m)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고	
			2D	3D	붕괴	기능			
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-3169.96	-	-	-	-3169.96	
		좌측 (하면)	2	-	-	-	-	-	
		중앙부	3	3667.53	-	-	-	3667.53	
		우측 (상면)	4	-3116.58	-	-	-	-3116.58	
		우측 (하면)	5	-	-	-	-	-	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	58.60	-	-	-	58.60	
		좌측 (하면)	7	-4023.82	-	-	-	-4023.82	
		중앙부 (상면)	8	2964.77	-	-	-	2964.77	
		중앙부 (하면)	9	-	-	-	-	-	
		우측 (상면)	10	0.63	-	-	-	0.63	
		우측 (하면)	11	-3965.85	-	-	-	-3965.85	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	12	-4396.75	-	-	-	-4396.75	
		상부 (내측)	13	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	14	-2854.48	-	-	-	-2854.48	
		중앙부 (내측)	15	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	16	-4620.69	-	-	-	-4620.69	
		하부 (내측)	17	-	-	-	-	-	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	18	-4349.21	-	-	-	-4349.21	
		상부 (내측)	19	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	20	-2860.06	-	-	-	-2860.06	
		중앙부 (내측)	21	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	22	-4566.94	-	-	-	-4566.94	
		하부 (내측)	23	-	-	-	-	-	

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 (상면)	1	1000	1817	4650.83	6035.60	7823.28	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.30
		좌측 (하면)	1	1000	1720	2172.05	2927.15	3785.42	H29 - 8.0EA	5139.20	1.35
		중앙부	2	1000	1670	4919.28	5523.05	9095.46	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.12
		우측 (상면)	3	1000	1817	4565.42	6035.60	7673.89	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.32
		우측 (하면)	3	1000	1720	2172.05	2927.15	3785.42	H29 - 8.0EA	5139.20	1.35
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1000	1720	3480.74	3595.98	6137.09	H32 - 8.0EA	6353.60	1.03
		좌측 (하면)	4	1000	1650	5842.04	6650.30	11059.63	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.14
		중앙부 (상면)	5	1000	1691	4151.61	4895.00	7510.76	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.18
		중앙부 (하면)	5	1000	1700	754.54	1806.29	1314.28	H32 - 4.0EA	3176.80	2.39
		우측 (상면)	6	1000	1720	3480.74	3595.98	6137.09	H32 - 8.0EA	6353.60	1.03
		우측 (하면)	6	1000	1650	5749.27	6650.30	10872.61	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.16
좌측벽체	1층	상부 (외측)	7	1000	2017	6321.59	12277.87	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	12218.80	1.94
		상부 (내측)	7	1000	1920	2315.39	10697.46	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	12218.80	4.62
		중앙부 (외측)	8	1000	1867	3826.67	11259.41	-	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	9649.20	2.94
		중앙부 (내측)	8	1000	1920	319.42	2689.24	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	9649.20	8.42
		하부 (외측)	9	1000	1850	6549.88	12764.76	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	14647.60	1.95
		하부 (내측)	9	1000	1920	3359.20	9084.14	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	14647.60	2.70
우측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	2017	6245.52	12359.59	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	12218.80	1.98
		상부 (내측)	10	1000	1920	2315.39	10697.46	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	12218.80	4.62
		중앙부 (외측)	11	1000	1867	3835.61	11246.66	-	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	9649.20	2.93
		중앙부 (내측)	11	1000	1920	319.42	2689.24	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	9649.20	8.42
		하부 (외측)	12	1000	1850	6463.89	12834.25	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	14647.60	1.99
		하부 (내측)	12	1000	1920	3359.20	9084.14	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	14647.60	2.70

(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	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1071.7	2016.4	2382.47	2.00	286.26	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	2	1084.7	1018.8	1748.02	2.00	-	H16	300	397.20	0.K
		우측	3	1071.7	2016.4	2382.47	2.00	286.26	H16	150	397.20	0.K
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1098.5	1971.3	2441.96	2.00	258.06	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	5	1098.5	1593.2	1770.21	2.00	292.53	H16	300	397.20	0.K
		우측	6	1098.5	1965.6	2441.96	2.00	256.37	H16	150	397.20	0.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1349.5	1494.7	2287.07	2.00	39.23	H13	150	253.40	0.K
		중앙부	8	1372.1	1760.7	2318.13	2.00	104.09	H13	150	253.40	0.K
		하부	9	1367.4	1836.6	2304.94	2.00	126.82	H13	150	253.40	0.K
우측 벽체	1 층	상부	10	1349.5	1494.7	2287.07	2.00	39.23	H13	150	253.40	0.K
		중앙부	11	1372.1	1760.7	2318.13	2.00	104.09	H13	150	253.40	0.K
		하부	12	1367.4	1836.6	2304.94	2.00	126.82	H13	150	253.40	0.K

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1966.67	1816.67	100.00	4650.83	2016.36

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 10278.400 \times 400.00 = 4111360.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 179.144 \text{ mm, } c = 179.144 / \beta_1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1866.67 - 210.758) / 210.758 = 0.02357$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 7823.277 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) . [사용률 = 1.314]

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00566$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 179.144 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 10278.400 \times 400 \times (1816.67 - a/2) = 6035.601 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 4650.833 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K} [\text{안전률 } 1.298]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1650.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1650.00 = 1071.706 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 2016.361 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (2016.361 - 1071.706) \times 150.00 / (400 \times 1650.00 \times \phi) \times 1000 = 286.259 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 (\text{H16-2.0 EA, C.T.C } 150 \text{ mm})$$

$$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1650.00 / 150.00 \times 1000 = 1747.680 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1650.00 / 1000 = 5715.768 \text{ kN} \geq 1747.680 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1428.942 + 1747.680) = 2382.466 \text{ kN} \geq 2016.361 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

③ 설계조건

$f_{ck} = 27\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	1800.0	1720.0	80.0	2172.054	2016.361

② 휨검토

■ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5139.200 \times 400.00 = 2055680.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 89.572 \text{ mm, } c = 89.572 / \beta_1 = 105.379 \text{ mm,}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (1720 - 105.379) / 105.379 = 0.0460$$

$$\epsilon_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면 } \phi = 0.850 \text{ 를 적용한다.}$$

■ 필요철근량 산정

$$Req A_s = M_u / (0.85 \times f_y \times (d - a / 2)) = 3785.418 \text{ mm}^2$$

$$a = \{0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 1.7 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times M_u)} / (0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b) = 64.735 \text{ mm}$$

■ 사용철근량

$$Use A_s = H29 @ 250.0\text{mm} + H29 @ 250.0\text{mm} = 5139.2 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, P_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$P_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{6000 / (6000 + f_y)\} = 0.0209$$

$$P_{use} = A_s / b d = 0.003$$

$$4/3 P_{req} < P_{use} \rightarrow \text{철근비 만족,}$$

∴ - O.K -

■ 휨에 대한 검토

$$\phi M_n = 0.85 \times 5139.2 \times 400 \times (1720.0 - a / 2) = 2927.148 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 89.572 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (2172.054 \text{ kN} \cdot \text{m}) [\text{안전률 } 1.348]$$

∴ - O.K -

③ 전단검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1720.0 = 1117.173 \text{ kN}$$

$$< V_u (=2016.361 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (2016.361 - 1117.173) \times 150 / (400 \times 1720 \times \phi) \times 1000 = 261.392 \text{ kN}$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16 - 2 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.20 \times 400.00 \times 1720.00 / 150.00 \times 1000 = 1821.824 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000 \times 1720 \times 1000 = 5958.255 \text{ kN} \geq 1,821.824 \text{ kN} \quad \therefore - \text{O.K} -$$

$$S = 150.00 < 860 \text{ (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2)} \quad \therefore - \text{O.K} -$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1489.564 + 1821.824) = 2483.541 \text{ kN} \geq 2016.361 \text{ kN} \quad \therefore - \text{O.K} -$$

■ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	표복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1670.00	80.00	4919.28	1018.82

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 10278.400 \times 400.00 = 4111360.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 179.144 \text{ mm, } c = 179.144 / \beta_1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1720.00 - 210.758) / 210.758 = 0.02148$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인정지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 9095.456 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 130.0 mm) , [사용률 = 1.130]

$$1\text{단} : H29 - 8.0 \text{ EA } (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 8.0 \text{ EA } (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00615$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 179.144 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 10278.400 \times 400 \times (1670.00 - a/2) = 5523.052 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 4919.282 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.123]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 1670.00 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1670.00 = 1084.697 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 1018.817 \text{ kN}) , \text{전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1966.67	1816.67	100.00	4565.42	2016.36

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 10278.400 \times 400.00 = 4111360.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 179.144 \text{ mm, } c = 179.144 / \beta_1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1866.67 - 210.758) / 210.758 = 0.02357$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 7673.893 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) . [사용률 = 1.339]

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00566$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족. } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 179.144 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 10278.400 \times 400 \times (1816.67 - a/2) = 6035.601 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 4565.423 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \text{ [안전률 1.322]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1650.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1650.00 = 1071.706 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 2016.361 \text{ kN}) \text{ . 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (2016.361 - 1071.706) \times 150.00 / (400 \times 1650.00 \times \phi) \times 1000 = 286.259 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1650.00 / 150.00 \times 1000 = 1747.680 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1650.00 / 1000 = 5715.768 \text{ kN} \geq 1747.680 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1428.942 + 1747.680) = 2382.466 \text{ kN} \geq 2016.361 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

③ 설계조건

$f_{ck} = 27\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	$M_u(\text{kN} \cdot \text{m})$	$V_u(\text{kN})$
1000.0	1800.0	1720.0	80.0	2172.054	2016.361

② 휨검토

■ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5139.200 \times 400.00 = 2055680.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 89.572 \text{ mm, } c = 89.572 / \beta_1 = 105.379 \text{ mm,}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (1720 - 105.379) / 105.379 = 0.0460$$

$$\epsilon_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면 } \phi = 0.850 \text{ 를 적용한다.}$$

■ 필요철근량 산정

$$\text{Req } A_s = M_u / (0.85 \times f_y \times (d - a / 2)) = 3785.418 \text{ mm}^2$$

$$a = \{0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 1.7 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times M_u)} / (0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b) = 64.735 \text{ mm}$$

■ 사용철근량

$$\text{Use } A_s = \text{H29 @ 250.0mm} + \text{H29 @ 250.0mm} = 5139.2 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, P_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$P_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{6000 / (6000 + f_y)\} = 0.0209$$

$$P_{\text{use}} = A_s / b d = 0.003$$

$$4/3 P_{\text{req}} < P_{\text{use}} \rightarrow \text{철근비 만족,}$$

∴ - O.K -

■ 휨에 대한 검토

$$\phi M_n = 0.85 \times 5139.2 \times 400 \times (1720.0 - a / 2) = 2927.148 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 89.572 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (2172.054 \text{ kN} \cdot \text{m}) \text{ [안전률 1.348]}$$

∴ - O.K -

③ 전단검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1720.0 = 1117.173 \text{ kN}$$

$$< V_u (=2,016.361 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (2,016.361 - 1,117.173) \times 150 / (400 \times 1720 \times \phi) \times 1000 = 261.392 \text{ kN}$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16 - 2 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.20 \times 400.00 \times 1720.00 / 150.00 \times 1000 = 1821.824 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000 \times 1720 \times 1000 = 5958.255 \text{ kN} \geq 1,821.824 \text{ kN} \quad \therefore - \text{O.K} -$$

$$S = 150.00 < 860 \text{ (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2)} \quad \therefore - \text{O.K} -$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1489.564 + 1821.824) = 2483.541 \text{ kN} \geq 2016.361 \text{ kN} \quad \therefore - \text{O.K} -$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 설계조건

$f_{ck} = 27\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	1800.0	1720.0	80.0	3480.736	1971.335

② 휨검토

■ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 6353.600 \times 400.00 = 2541440.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 110.738 \text{ mm, } c = 110.738 / \beta_1 = 130.280 \text{ mm,}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (1720 - 130.280) / 130.280 = 0.0366$$

$$\epsilon_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면 } \phi = 0.850 \text{ 를 적용한다.}$$

■ 필요철근량 산정

$$\text{Req } A_s = M_u / (0.85 \times f_y \times (d - a / 2)) = 6137.085 \text{ mm}^2$$

$$a = \{0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 1.7 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times M_u)}\} / (0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b) = 103.739 \text{ mm}$$

■ 사용철근량

$$\text{Use } A_s = \text{H32 @ 250.0mm} + \text{H32 @ 250.0mm} = 6353.6 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, P_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$P_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{6000 / (6000 + f_y)\} = 0.0209$$

$$P_{use} = A_s / bd = 0.0037$$

$$\therefore P_{max} \geq P_{use} \geq P_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore - \text{O.K.} -$$

■ 휨에 대한 검토

$$\phi M_n = 0.85 \times 6353.6 \times 400 \times (1720.0 - a / 2) = 3595.976 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 110.738 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (3,480.736 \text{ kN} \cdot \text{m}) [\text{안전률 } 1.033] \therefore - \text{O.K.} -$$

③ 전단검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1720.0 = 1117.173 \text{ kN}$$

$$< V_u (=1,971.335 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1,971.335 - 1,117.173) \times 150 / (400 \times 1720 \times \phi) \times 1000 = 248.303 \text{ kN}$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 (\text{H16} - 2 \text{ EA, C.T.C } 150 \text{ mm})$$

$$V_s = 397.20 \times 400.00 \times 1720.00 / 150.00 \times 1000 = 1821.824 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000 \times 1720 \times 1000 = 5958.255 \text{ kN} \geq 1,821.824 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$S = 150.00 < 860 \text{ (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2)} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1489.564 + 1821.824) = 2483.541 \text{ kN} \geq 1971.335 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	표복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1650.00	100.00	5842.04	1971.34

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 12707.200 \times 400.00 = 5082880.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 221.476 \text{ mm, } c = 221.476 / \beta_1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1700.00 - 260.560) / 260.560 = 0.01657$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 11059.633 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.149]

$$1\text{단} : H32 - 8.0 \text{ EA } (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H32 - 8.0 \text{ EA } (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00770$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 221.476 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 12707.200 \times 400 \times (1650.00 - a/2) = 6650.301 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 5842.038 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.138]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1650.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1650.00 = 1071.706 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1971.335 \text{ kN}) \therefore \text{전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1971.335 - 1071.706) \times 150.00 / (400 \times 1650.00 \times \phi) \times 1000 = 272.615 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1650.00 / 150.00 \times 1000 = 1747.680 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1650.00 / 1000 = 5715.768 \text{ kN} \geq 1747.680 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1428.942 + 1747.680) = 2382.466 \text{ kN} \geq 1971.335 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1691.20	80.00	4151.61	1593.19

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 8923.200 \times 400.00 = 3569280.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 155.524 \text{ mm, } c = 155.524 / \beta_1 = 155.524 / 0.85 = 182.970 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1720.00 - 182.970) / 182.970 = 0.02520$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 7510.756 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8923.2 mm^2 (철근도심 : 108.8 mm) , [사용률 = 1.188]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm^2)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00528$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 155.524 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 8923.200 \times 400 \times (1691.20 - a/2) = 4894.999 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 4151.608 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.179]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1691.20 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1691.20 = 1098.469 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1593.194 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1593.194 - 1098.469) \times 300.00 / (400 \times 1691.20 \times \phi) \times 1000 = 292.529 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)}$$

$$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1691.20 / 300.00 \times 1000 = 895.661 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1691.20 / 1000 = 5858.500 \text{ kN} \geq 895.661 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1464.625 + 895.661) = 1770.215 \text{ kN} \geq 1593.194 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	754.54	1593.19

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3176.800 \times 400.00 = 1270720.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 55.369 \text{ mm, } c = 55.369 / \beta_1 = 55.369 / 0.85 = 65.140 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1700.00 - 65.140) / 65.140 = 0.07529$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0 \quad A_s = 1314.281 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.417]

1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \quad , \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00187$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(REQ) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 55.369 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 3176.800 \times 400 \times (1700.00 - a/2) = 1806.288 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 754.537 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.394]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 1700.00 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1700.00 = 1104.182 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1593.194 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1593.194 - 1104.182) \times 300.00 / (400 \times 1700.00 \times \phi) \times 1000 = 287.654 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)}$$

$$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1700.00 / 300.00 \times 1000 = 900.320 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1700.00 / 1000 = 5888.973 \text{ kN} \geq 900.320 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1472.243 + 900.320) = 1779.422 \text{ kN} \geq 1593.194 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

① 설계조건

$f_{ck} = 27\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	1800.0	1720.0	80.0	3480.736	1971.335

② 휨검토

■ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 6353.600 \times 400.00 = 2541440.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 110.738 \text{ mm, } c = 110.738 / \beta_1 = 130.280 \text{ mm,}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (1720 - 130.280) / 130.280 = 0.0366$$

$$\epsilon_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면 } \phi = 0.850 \text{ 를 적용한다.}$$

■ 필요철근량 산정

$$\text{Req } A_s = M_u / (0.85 \times f_y \times (d - a / 2)) = 6137.085 \text{ mm}^2$$

$$a = \{0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 1.7 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times M_u)} / (0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b) = 103.739 \text{ mm}$$

■ 사용철근량

$$\text{Use } A_s = \text{H32 @ 250.0mm} + \text{H32 @ 250.0mm} = 6353.6 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, P_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$P_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{6000 / (6000 + f_y)\} = 0.0209$$

$$P_{use} = A_s / bd = 0.0037$$

$$\therefore P_{max} \geq P_{use} \geq P_{min} \rightarrow \text{철근비 만족,}$$

∴ - O.K -

■ 휨에 대한 검토

$$\phi M_n = 0.85 \times 6353.6 \times 400 \times (1720.0 - a / 2) = 3595.976 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 110.738 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (3,480.736 \text{ kN} \cdot \text{m}) [\text{안전률 } 1.033]$$

∴ - O.K -

③ 전단검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1720.0 = 1117.173 \text{ kN}$$

$$< V_u (=1,971.335 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1,971.335 - 1,117.173) \times 150 / (400 \times 1720 \times \phi) \times 1000 = 248.303 \text{ kN}$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 (\text{H16} - 2 \text{ EA, C.T.C } 150 \text{ mm})$$

$$V_s = 397.20 \times 400.00 \times 1720.00 / 150.00 \times 1000 = 1821.824 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000 \times 1720 \times 1000 = 5958.255 \text{ kN} \geq 1,821.824 \text{ kN} \therefore - \text{O.K} -$$

$$S = 150.00 < 860 (d/2, 60\text{cm 콘.설 } 7.4.2) \therefore - \text{O.K} -$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1489.564 + 1821.824) = 2483.541 \text{ kN} \geq 1971.335 \text{ kN} \therefore - \text{O.K} -$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1650.00	100.00	5749.27	1965.60

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 12707.200 \times 400.00 = 5082880.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 221.476 \text{ mm, } c = 221.476 / \beta_1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1700.00 - 260.560) / 260.560 = 0.01657$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{M_u}{\phi} - \frac{f_y \times d \times A_s}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} = 0, A_s = 10872.615 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.169]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00770$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족. } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 221.476 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 12707.200 \times 400 \times (1650.00 - a/2) = 6650.301 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 5749.274 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.157]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 1650.00 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1650.00 = 1071.706 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1965.604 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1965.604 - 1071.706) \times 150.00 / (400 \times 1650.00 \times \phi) \times 1000 = 270.878 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1650.00 / 150.00 \times 1000 = 1747.680 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1650.00 / 1000 = 5715.768 \text{ kN} \geq 1747.680 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1428.942 + 1747.680) = 2382.466 \text{ kN} \geq 1965.604 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	2,167	100	2,017	3445.967	6321.594	1834.5

㉟ 철근비 검토

$A_s = 10278.400 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 1940.400 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0056) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㊱ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2166.7 \times 1000.0 = 49725000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 4111360.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 776160.0 \text{ N}$

$X_p = (49725000.0 \times 1083.33 + 4111360.0 \times 150.000 + 776160.0 \times 2086.667) / 54612520.0$
 $= 1027.329 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1210.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 1028.50 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1028500.000 = 23604.075 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 731.628 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4111.360 \text{ kN}$

$P_b = 23604.075 + 731.628 - 4111.360 = 20224.343 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 625.087 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 19136.667 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 946.219 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1834.491 \text{ mm}$)

㊲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 576.89 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 490.35 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 490353.453 = 11253.612 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 731.628 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4111.360 \text{ kN}$

$P_n = 11253.612 + 731.628 - 4111.360 = 7873.880 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 782.153 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 14444.594 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1834.495)| = 0.0046 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㊳ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2166.67 - 100.00 = 2066.667 \text{ mm}$

$c = 576.886 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 490.353 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2066.67 - 576.89) / 576.89 = 0.00775$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㊴ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 43465.679 \text{ kN} \geq P_n = 7873.880 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 7873.880 = 6692.798 \text{ kN} \geq P_u = 3445.967 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.834 = 12277.874 \text{ kN.m} \geq M_u = 6321.594 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㊵ 전단에 대한 검토 ($d = 1850.00 \text{ mm}$)

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1850.00} = 1349.493 \text{ kN}$

$< V_u (= 1494.653 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1494.653 - 1349.493) \times 150.00 / (400.0 \times 1850.00 \times \Phi) = 39.232 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1850.00 / 150.00 = 1250.107 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1850.00 = 6408.588 \text{ kN} \geq 1250.107 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi V_n = 0.75 \times (1799.324 + 1250.107) = 2287.073 \text{ kN} \geq 1494.653 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

□ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	2,000	80	1,920	3445.967	2315.386	671.9

㉡ 철근비 검토

$A_s = 1940.400 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 10278.400 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0061) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K$

㉢ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2000.0 \times 1000.0 = 45900000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 776160.0 \text{ N}$, $C_{s'} = A_{sf} \times f_y = 4111360.0 \text{ N}$

$X_p = (45900000.0 \times 1000.00 + 776160.0 \times 80.000 + 4111360.0 \times 1850.000) / 50787520.0$
 $= 1054.749 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1152.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 979.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 979200.000 = 22472.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 3875.471 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 776.160 \text{ kN}$

$P_b = 22472.640 + 3875.471 - 776.160 = 25571.951 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 455.651 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 14078.203 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 550.533 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 671.912 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 883.01 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 750.56 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 750556.641 = 17225.275 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 3875.471 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 776.160 \text{ kN}$

$P_n = 17225.275 + 3875.471 - 776.160 = 20324.586 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 679.471 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 13656.460 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 671.918)| = 0.0064 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 80.00 = 1920.000 \text{ mm}$

$c = 883.008 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 750.557 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1920.00 - 883.01) / 883.01 = 0.00352$

$\rightarrow$ 게수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.78$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.783$

㉥ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max } P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 40405.679 \text{ kN} \geq P_n = 20324.586 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.78 \times 20324.586 = 15920.925 \text{ kN} \geq P_u = 3445.967 \text{ kN} \therefore O.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.672 = 10697.458 \text{ kN.m} \geq M_u = 2315.386 \text{ kN.m} \therefore O.K$

㉦ 전단에 대한 검토

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1920.00 = 1400.555 \text{ kN}$

$< V_u (= 1494.653 \text{ kN})$. 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1494.653 - 1400.555) \times 150.00 / (400.0 \times 1920.00 \times \Phi) = 24.505 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1920.00 / 150.00 = 1297.408 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1920.00 = 6651.075 \text{ kN} \geq 1297.408 \text{ kN} \therefore O.K$

$\Phi V_n = 0.75 \times (1867.406 + 1297.408) = 2373.611 \text{ kN} \geq 1494.653 \text{ kN} \therefore O.K$

■ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	2,000	100	1,867	3687.347	3826.672	1037.8

㉕ 철근비 검토

$A_s = 7708.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 133.33 mm), 1단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H29- 4.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 1940.400 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0048) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore 0.K$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2000.0 \times 1000.0 = 45900000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 3083520.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 776160.0 \text{ N}$

$X_p = (45900000.0 \times 1000.00 + 3083520.0 \times 133.333 + 776160.0 \times 1920.000) / 49759680.0$
 $= 960.645 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1120.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 952.00 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 952000.000 = 21848.400 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 731.628 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 3083.520 \text{ kN}$

$P_b = 21848.400 + 731.628 - 3083.520 = 19496.508 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 563.355 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 15561.338 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 798.160 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1037.785 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 830.57 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 705.98 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 705981.445 = 16202.274 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 731.628 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 3083.520 \text{ kN}$

$P_n = 16202.274 + 731.628 - 3083.520 = 13850.382 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 607.654 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 14373.592 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1037.776)| = 0.0088 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉘ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 830.566 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 705.981 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 830.57) / 830.57 = 0.00386$

$\rightarrow$ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\phi = 0.78$ 를 적용한다.

$\phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.783$

㉙ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max } P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 39630.585 \text{ kN} \geq P_n = 13850.382 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.78 \times 13850.382 = 10849.466 \text{ kN} \geq P_u = 3687.347 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\phi M_n = \phi P_n \times 1.038 = 11259.409 \text{ kN.m} \geq M_u = 3826.672 \text{ kN.m} \therefore 0.K$

㉚ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1866.67 = 1372.102 \text{ kN}$

$< V_u (= 1760.710 \text{ kN})$ 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1760.710 - 1372.102) \times 150.00 / (400.0 \times 1866.67 \times \phi) = 104.091 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1866.67 / 150.00 = 1261.369 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1866.67 = 6466.323 \text{ kN} \geq 1261.369 \text{ kN} \therefore 0.K$

$\phi V_n = 0.75 \times (1829.470 + 1261.369) = 2318.129 \text{ kN} \geq 1760.710 \text{ kN} \therefore 0.K$

■ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	2,000	80	1,920	3687.347	319.423	86.6

㉟ 철근비 검토

$A_s = 1940.400 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 7708.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 133.33 mm), 1단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H29- 4.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0048) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㊱ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2000.0 \times 1000.0 = 45900000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 776160.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 3083520.0 \text{ N}$

$X_p = (45900000.0 \times 1000.00 + 776160.0 \times 80.000 + 3083520.0 \times 1866.667) / 49759680.0$
 $= 1039.355 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1152.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 979.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 979200.000 = 22472.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 2906.603 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 776.160 \text{ kN}$

$P_b = 22472.640 + 2906.603 - 776.160 = 24603.083 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 471.045 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 13734.892 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴}$ ($e_b = M_b/P_b = 558.259 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 86.627 \text{ mm}$)

㊱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2168.48 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1843.21 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1843209.229 = 42301.652 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 3040.011 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 42301.652 + 3040.011 - 0.000 = 45341.662 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 117.751 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 3928.132 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 86.634)| = 0.0073 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㊱ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 2000.00 - 80.00 = 1920.000 \text{ mm}$

$c = 2168.481 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1843.209 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1920.00 - 2168.48) / 2168.48 = -0.00034$

$\rightarrow$ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\phi = 0.78$ 를 적용한다.

$\phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.783$

㊱ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max } P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 39630.585 \text{ kN} < P_n = 45341.662 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.78 \times 39630.585 = 31043.958 \text{ kN} \geq P_u = 3687.347 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.087 = 2689.238 \text{ kN.m} \geq M_u = 319.423 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㊱ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1920.00} = 1411.305 \text{ kN}$

$< V_u (= 1760.710 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1760.710 - 1411.305) \times 150.00 / (400.0 \times 1920.00 \times \phi) = 90.991 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1920.00 / 150.00 = 1297.408 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1920.00 = 6651.075 \text{ kN} \geq 1297.408 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1881.740 + 1297.408) = 2384.361 \text{ kN} \geq 1760.710 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 좌측벽체 하부_외측

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	2,000	100	1,850	3862.367	6549.883	1695.8

㉡ 철근비 검토

$A_s = 12707.200 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 1940.400 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{\min} (= 0.0015) \leq \rho_{\text{use}} (= 0.0073) \leq \rho_{\max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉢ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2000.0 \times 1000.0 = 45900000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 5082880.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 776160.0 \text{ N}$

$X_p = (45900000.0 \times 1000.00 + 5082880.0 \times 150.000 + 776160.0 \times 1920.000) / 51759040.0$
 $= 930.324 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1110.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 943.50 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 943500.000 = 21653.325 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 731.628 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 5082.880 \text{ kN}$

$P_b = 21653.325 + 731.628 - 5082.880 = 17302.073 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 597.926 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 17637.460 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($eb = M_b/P_b = 1019.384 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1695.821 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 677.01 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 575.46 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 575458.044 = 13206.762 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 731.628 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 5082.880 \text{ kN}$

$P_n = 13206.762 + 731.628 - 5082.880 = 8855.510 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 642.595 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 15017.359 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1695.821)| = 0.0001 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉤ 강도감소계수(ϕ) 산정

$dt = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 677.009 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 575.458 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 677.01) / 677.01 = 0.00542$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉥ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 41138.302 \text{ kN} \geq P_n = 8855.510 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 8855.510 = 7527.183 \text{ kN} \geq P_u = 3862.367 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 1.696 = 12764.756 \text{ kN.m} \geq M_u = 6549.883 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉦ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1850.00 = 1367.362 \text{ kN}$

$< V_u (= 1836.587 \text{ kN})$. 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1836.587 - 1367.362) \times 150.00 / (400.0 \times 1850.00 \times \phi) = 126.817 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1850.00 / 150.00 = 1250.107 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1850.00 = 6408.588 \text{ kN} \geq 1250.107 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1823.150 + 1250.107) = 2304.942 \text{ kN} \geq 1836.587 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 좌측벽체 하부_내측

㉑ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	2,000	80	1,920	3862.367	3359.197	869.7

㉒ 철근비 검토

$A_s = 1940.400 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 12707.200 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0073) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉓ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2000.0 \times 1000.0 = 45900000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 776160.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 5082880.0 \text{ N}$

$X_p = (45900000.0 \times 1000.00 + 776160.0 \times 80.000 + 5082880.0 \times 1850.000) / 51759040.0$
 $= 1069.676 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1152.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 979.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 979200.000 = 22472.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 4791.250 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 776.160 \text{ kN}$

$P_b = 22472.640 + 4791.250 - 776.160 = 26487.730 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 440.724 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 14411.097 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($eb = M_b/P_b = 544.067 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 869.725 \text{ mm}$)

㉔ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 430.11 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 365.60 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 365597.534 = 8390.463 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 4673.753 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 776.160 \text{ kN}$

$P_n = 8390.463 + 4673.753 - 776.160 = 12288.056 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 886.878 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 10687.267 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 869.728)| = 0.0031 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉕ 강도감소계수(ϕ) 산정

$dt = 2000.00 - 80.00 = 1920.000 \text{ mm}$

$c = 430.115 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 365.598 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1920.00 - 430.11) / 430.11 = 0.01039$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉖ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 41138.302 \text{ kN} \geq P_n = 12288.056 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 12288.056 = 10444.848 \text{ kN} \geq P_u = 3862.367 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.870 = 9084.145 \text{ kN.m} \geq M_u = 3359.197 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉗ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1920.00 = 1419.100 \text{ kN}$

$< V_u (= 1836.587 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1836.587 - 1419.100) \times 150.00 / (400.0 \times 1920.00 \times \phi) = 108.720 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1920.00 / 150.00 = 1297.408 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1920.00 = 6651.075 \text{ kN} \geq 1297.408 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1892.134 + 1297.408) = 2392.156 \text{ kN} \geq 1836.587 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	2,167	100	2,017	3445.967	6245.525	1812.4

㉡ 철근비 검토

$A_s = 10278.400 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 1940.400 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0056) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉢ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2166.7 \times 1000.0 = 49725000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 4111360.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 776160.0 \text{ N}$

$X_p = (49725000.0 \times 1083.33 + 4111360.0 \times 150.000 + 776160.0 \times 2086.667) / 54612520.0$
 $= 1027.329 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1210.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 1028.50 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1028500.000 = 23604.075 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 731.628 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4111.360 \text{ kN}$

$P_b = 23604.075 + 731.628 - 4111.360 = 20224.343 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 625.087 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 19136.667 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 946.219 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1812.416 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 584.52 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 496.84 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 496843.437 = 11402.557 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 731.628 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4111.360 \text{ kN}$

$P_n = 11402.557 + 731.628 - 4111.360 = 8022.825 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 778.908 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 14540.774 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1812.426)| = 0.0099 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2166.67 - 100.00 = 2066.667 \text{ mm}$

$c = 584.522 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 496.843 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (2066.67 - 584.52) / 584.52 = 0.00761$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉥ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 43465.679 \text{ kN} \geq P_n = 8022.825 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 8022.825 = 6819.401 \text{ kN} \geq P_u = 3445.967 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.812 = 12359.590 \text{ kN.m} \geq M_u = 6245.525 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉦ 전단에 대한 검토 ($d = 1850.00 \text{ mm}$)

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1850.00 = 1349.493 \text{ kN}$

$< V_u (= 1494.653 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1494.653 - 1349.493) \times 150.00 / (400.0 \times 1850.00 \times \Phi) = 39.232 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1850.00 / 150.00 = 1250.107 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1850.00 = 6408.588 \text{ kN} \geq 1250.107 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi V_n = 0.75 \times (1799.324 + 1250.107) = 2287.073 \text{ kN} \geq 1494.653 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

□ TITLE : 우측벽체 상부_내측

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	2,000	80	1,920	3445.967	2315.386	671.9

㉡ 철근비 검토

$A_s = 1940.400 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 10278.400 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0061) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉢ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2000.0 \times 1000.0 = 45900000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 776160.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 4111360.0 \text{ N}$

$X_p = (45900000.0 \times 1000.0 + 776160.0 \times 80.000 + 4111360.0 \times 1850.000) / 50787520.0$
 $= 1054.749 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1152.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 979.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 979200.000 = 22472.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 3875.471 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 776.160 \text{ kN}$

$P_b = 22472.640 + 3875.471 - 776.160 = 25571.951 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 455.651 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 14078.203 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($eb = M_b/P_b = 550.533 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 671.912 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 883.01 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 750.56 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 750556.641 = 17225.275 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 3875.471 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 776.160 \text{ kN}$

$P_n = 17225.275 + 3875.471 - 776.160 = 20324.586 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 679.471 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 13656.460 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 671.918)| = 0.0064 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(ϕ) 산정

$dt = 2000.00 - 80.00 = 1920.000 \text{ mm}$

$c = 883.008 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 750.557 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1920.00 - 883.01) / 883.01 = 0.00352$

$\rightarrow$ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\phi = 0.78$ 를 적용한다.

$\phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.783$

㉥ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 40405.679 \text{ kN} \geq P_n = 20324.586 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.78 \times 20324.586 = 15920.925 \text{ kN} \geq P_u = 3445.967 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.672 = 10697.458 \text{ kN.m} \geq M_u = 2315.386 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉦ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1920.00} = 1400.555 \text{ kN}$
 $< V_u (= 1494.653 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1494.653 - 1400.555) \times 150.00 / (400.0 \times 1920.00 \times \phi) = 24.505 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1920.00 / 150.00 = 1297.408 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1920.00 = 6651.075 \text{ kN} \geq 1297.408 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1867.406 + 1297.408) = 2373.611 \text{ kN} \geq 1494.653 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	표복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	2,000	100	1,867	3687.347	3835.61	1040.2

㉕ 철근비 검토

$A_s = 7708.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 133.33 mm), 1단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H29- 4.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 1940.400 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0048) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2000.0 \times 1000.0 = 45900000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 3083520.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 776160.0 \text{ N}$

$X_p = (45900000.0 \times 1000.0 + 3083520.0 \times 133.33 + 776160.0 \times 1920.00) / 49759680.0$
 $= 960.645 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1120.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 952.00 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 952000.000 = 21848.400 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 731.628 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 3083.520 \text{ kN}$

$P_b = 21848.400 + 731.628 - 3083.520 = 19496.508 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 563.355 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 15561.338 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 798.160 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1040.209 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시나뎀을 이용하여 $c = 828.11 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 703.89 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 703893.280 = 16154.351 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 731.628 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 3083.520 \text{ kN}$

$P_n = 16154.351 + 731.628 - 3083.520 = 13802.459 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 608.698 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 14357.565 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1040.218)| = 0.0094 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉘ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 828.110 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 703.893 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 828.11) / 828.11 = 0.00388$

$\rightarrow$ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400 를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.78$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.783$

㉙ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max } P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 39630.585 \text{ kN} \geq P_n = 13802.459 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.78 \times 13802.459 = 10811.926 \text{ kN} \geq P_u = 3687.347 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.040 = 11246.658 \text{ kN.m} \geq M_u = 3835.610 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉚ 전단에 대한 검토

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1866.67 = 1372.102 \text{ kN}$

$< V_u (= 1760.710 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1760.710 - 1372.102) \times 150.00 / (400.0 \times 1866.67 \times \Phi) = 104.091 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1866.67 / 150.00 = 1261.369 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1866.67 = 6466.323 \text{ kN} \geq 1261.369 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi V_n = 0.75 \times (1829.470 + 1261.369) = 2318.129 \text{ kN} \geq 1760.710 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

□ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	2,000	80	1,920	3687.347	319.423	86.6

㉕ 철근비 검토

$A_s = 1940.400 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 7708.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 133.33 mm), 1단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H29- 4.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0048) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2000.0 \times 1000.0 = 45900000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 776160.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 3083520.0 \text{ N}$

$X_p = (45900000.0 \times 1000.00 + 776160.0 \times 80.000 + 3083520.0 \times 1866.667) / 49759680.0$
 $= 1039.355 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1152.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 979.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 979200.000 = 22472.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 2906.603 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 776.160 \text{ kN}$

$P_b = 22472.640 + 2906.603 - 776.160 = 24603.083 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 471.045 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 13734.892 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 558.259 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 86.627 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2168.48 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1843.21 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1843209.229 = 42301.652 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 3040.011 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 42301.652 + 3040.011 - 0.000 = 45341.662 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 117.751 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 3928.132 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 86.634)| = 0.0073 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉘ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 2000.00 - 80.00 = 1920.000 \text{ mm}$

$c = 2168.481 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1843.209 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1920.00 - 2168.48) / 2168.48 = -0.00034$

$\rightarrow$ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\phi = 0.78$ 를 적용한다.

$\phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.783$

㉙ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 39630.585 \text{ kN} < P_n = 45341.662 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.78 \times 39630.585 = 31043.958 \text{ kN} \geq P_u = 3687.347 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.087 = 2689.238 \text{ kN.m} \geq M_u = 319.423 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉚ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1920.00 = 1411.305 \text{ kN}$
 $< V_u (= 1760.710 \text{ kN})$. 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1760.710 - 1411.305) \times 150.00 / (400.0 \times 1920.00 \times \phi) = 90.991 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1920.00 / 150.00 = 1297.408 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1920.00 = 6651.075 \text{ kN} \geq 1297.408 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1881.740 + 1297.408) = 2384.361 \text{ kN} \geq 1760.710 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉑ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	외복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	2,000	100	1,850	3862.367	6463.888	1673.6

㉒ 철근비 검토

$A_s = 12707.200 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 1940.400 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{\min} (= 0.0015) \leq \rho_{\text{use}} (= 0.0073) \leq \rho_{\max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉓ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2000.0 \times 1000.0 = 45900000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 5082880.0 \text{ N}$, $C_{s'} = A_{sf} \times f_y = 776160.0 \text{ N}$

$X_p = (45900000.0 \times 1000.00 + 5082880.0 \times 150.000 + 776160.0 \times 1920.000) / 51759040.0$
 $= 930.324 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1110.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 943.50 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 943500.000 = 21653.325 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 731.628 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 5082.880 \text{ kN}$

$P_b = 21653.325 + 731.628 - 5082.880 = 17302.073 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 597.926 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 17637.460 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 1019.384 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1673.556 \text{ mm}$)

㉔ 공칭강도 산정

- 반복시단법을 이용하여 $c = 685.55 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 582.72 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 582720.113 = 13373.427 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 731.628 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 5082.880 \text{ kN}$

$P_n = 13373.427 + 731.628 - 5082.880 = 9022.174 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 638.964 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 15099.122 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1673.557)| = 0.0007 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉕ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 2000.00 - 100.00 = 1900.000 \text{ mm}$

$c = 685.553 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 582.720 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1900.00 - 685.55) / 685.55 = 0.00531$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉖ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 41138.302 \text{ kN} \geq P_n = 9022.174 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 9022.174 = 7668.848 \text{ kN} \geq P_u = 3862.367 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.674 = 12834.248 \text{ kN.m} \geq M_u = 6463.888 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉗ 전단에 대한 검토

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1850.00 = 1367.362 \text{ kN}$

$< V_u (= 1836.587 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1836.587 - 1367.362) \times 150.00 / (400.0 \times 1850.00 \times \Phi) = 126.817 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1850.00 / 150.00 = 1250.107 \text{ kN}$

$V_{s \text{ Max}} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1850.00 = 6408.588 \text{ kN} \geq 1250.107 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi V_n = 0.75 \times (1823.150 + 1250.107) = 2304.942 \text{ kN} \geq 1836.587 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	2,000	80	1,920	3862.367	3359.197	869.7

㉟ 철근비 검토

$A_s = 1940.400 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 12707.200 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0073) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㊱ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 2000.0 \times 1000.0 = 45900000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 776160.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 5082880.0 \text{ N}$

$X_p = (45900000.0 \times 1000.00 + 776160.0 \times 80.000 + 5082880.0 \times 1850.000) / 51759040.0$
 $= 1069.676 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1152.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 979.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 979200.000 = 22472.640 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 4791.250 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 776.160 \text{ kN}$

$P_b = 22472.640 + 4791.250 - 776.160 = 26487.730 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 440.724 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 14411.097 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($eb = M_b/P_b = 544.067 \text{ mm}$, $e = Mu/P_u = 869.725 \text{ mm}$)

㊲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 430.11 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 365.60 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 365597.534 = 8390.463 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 4673.753 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 776.160 \text{ kN}$

$P_n = 8390.463 + 4673.753 - 776.160 = 12288.056 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 886.878 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 10687.267 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 869.728)| = 0.0031 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㊳ 강도감소계수(ϕ) 산정

$dt = 2000.00 - 80.00 = 1920.000 \text{ mm}$

$c = 430.115 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 365.598 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1920.00 - 430.11) / 430.11 = 0.01039$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㊴ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 41138.302 \text{ kN} \geq P_n = 12288.056 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 12288.056 = 10444.848 \text{ kN} \geq P_u = 3862.367 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.870 = 9084.145 \text{ kN.m} \geq M_u = 3359.197 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㊵ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1920.00} = 1419.100 \text{ kN}$
 $< V_u (= 1836.587 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1836.587 - 1419.100) \times 150.00 / (400.0 \times 1920.00 \times \phi) = 108.720 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1920.00 / 150.00 = 1297.408 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1920.00 = 6651.075 \text{ kN} \geq 1297.408 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1892.134 + 1297.408) = 2392.156 \text{ kN} \geq 1836.587 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2648.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 상부슬래브 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2648.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2648.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 5296.7 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

5) 하부슬래브 : 중앙부_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

6) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2648.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2648.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

7) 좌측벽체 : 상부_내측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 2000 \times 0.0020 = 4000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

8) 좌측벽체 : 중앙부_내측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 2000 \times 0.0020 = 4000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

9) 좌측벽체 : 하부_내측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 2000 \times 0.0020 = 4000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

10) 우측벽체 : 상부_내측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 2000 \times 0.0020 = 4000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

11) 우측벽체 : 중앙부_내측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 2000 \times 0.0020 = 4000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

12) 우측벽체 : 하부_내측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 2000 \times 0.0020 = 4000.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

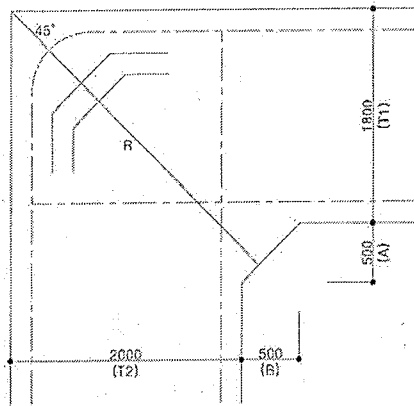
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1800.0 \text{ mm}^2 \leq 2317.000 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 4396.754 \text{ kN.m}$
- 절점부 횡모멘트 : $M_o = 4396.754 \text{ kN.m}$

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 3040.559 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H29 @250 - 4EA = 2569.600 \text{ mm}^2$$

$$H29 @250 - 4EA = 2569.600 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total } A_{sb} = 5139.200 \text{ mm}^2$$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4396.75 \times 10^6}{3040.559^2 \times 1000} = 2.378 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 4396.75 \times 10^6}{3040.559 \times 180} = 16067.052 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 5139.200 \text{ mm}^2$$

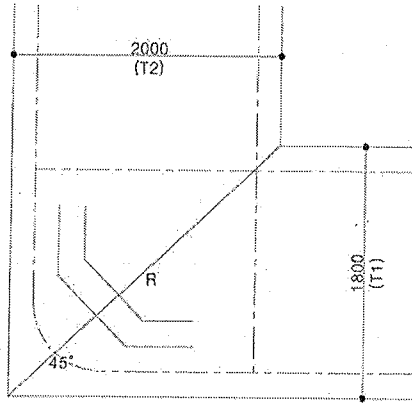
$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 16067.052 \text{ mm}^2 - 5139.200 \text{ mm}^2 \\ &= 10927.852 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = H32 - 8EA, H29 - 8EA$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 11492.800 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 10927.852 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{O.K !!!}$$

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 4620.690 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 4620.690 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T_1^2 + T_2^2)} = 2690.725 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$\begin{aligned} \text{H32 @250 - 4EA} &= 3176.800 \text{ mm}^2 \\ \text{H32 @250 - 4EA} &= 3176.800 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 6353.600 \text{ mm}^2$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4620.69 \times 10^6}{2690.725^2 \times 1000} = 3.191 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량 (A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 4620.69 \times 10^6}{2690.725 \times 180} = 19080.732 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 6353.600 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 19080.732 \text{ mm}^2 - 6353.600 \text{ mm}^2 \\ &= 12727.132 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = \text{H32 - 8EA} \quad \text{H29 - 8EA} \quad \text{H25 - 4EA}$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 13519.600 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 12727.132 \text{ mm}^2) \text{ -----> O.K !!!}$$

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 3176.8 mm²

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

$$= -7 \times 0.0018470 + \sqrt{(2 \times 0.0129 + (0.0129)^2)} = 0.148$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.148 / 3 = 0.951$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 58602798.000 / (3176.800 \times 1720.000 \times 0.951) \\ = 11.283 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 Th1} = f_s \times A_s = 11.283 \times 3176.800 = 35844.418 \text{ N}$$

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 mm²

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

$$= -7 \times 0.0005969 + \sqrt{(2 \times 0.0042 + (0.0042)^2)} = 0.087$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.087 / 3 = 0.971$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 58602798.000 / (1146.000 \times 1920.000 \times 0.971) \\ = 27.432 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 Th2} = f_s \times A_s = 27.432 \times 1146.000 = 31437.433 \text{ N}$$

- 보강철근량 산정

$$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = f_{sa} \times A_s \quad T : \text{대각선 방향의 인장력}$$

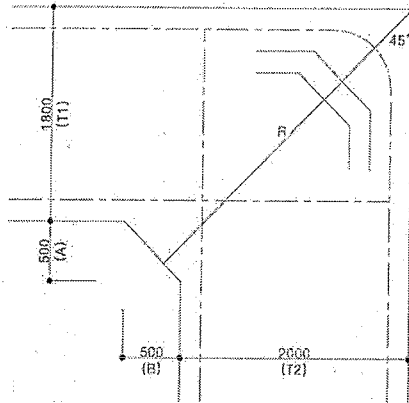
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$$A_s = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / f_{sa} = \sqrt{(35844.418^2 + 31437.433^2)} / 180.0$$

$$A_s = 264.874 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} : H19 @ 500, 2EA = 1146.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore 0.K$$

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 4349.211 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 4349.211 \text{ kN.m}$

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 3040.559 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$\begin{aligned} \text{H29 @250 - 4EA} &= 2569.600 \text{ mm}^2 \\ \text{H29 @250 - 4EA} &= 2569.600 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 5139.200 \text{ mm}^2$$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4349.21 \times 10^6}{3040.559^2 \times 1000} = 2.352 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량 (As)

$$As = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 4349.21 \times 10^6}{3040.559 \times 180} = 15893.316 \text{ mm}^2$$

$$Asb = 5139.200 \text{ mm}^2$$

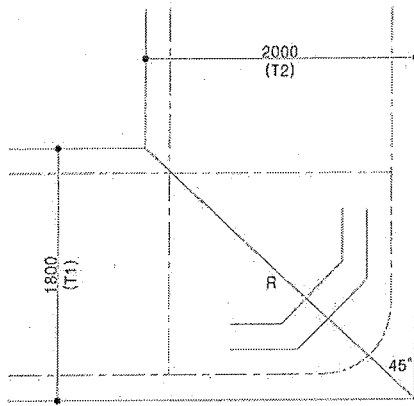
$$\begin{aligned} \text{Req'd As} &= As - Asb \\ &= 15893.316 \text{ mm}^2 - 5139.200 \text{ mm}^2 \\ &= 10754.116 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd As} = \text{H32 - 8EA}, \text{ H29 - 8EA}$$

$$\therefore \text{Total As} = 11492.800 \text{ mm}^2 > \text{Req'd As} (= 10754.116 \text{ mm}^2) \text{ -----} > \text{O.K !!!}$$

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 4566.944 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 4566.944 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2690.725 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H32 @250 - 4EA = 3176.800 \text{ mm}^2$$

$$H32 @250 - 4EA = 3176.800 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 6353.600 \text{ mm}^2$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4566.94 \times 10^6}{2690.725^2 \times 1000} = 3.154 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 4566.94 \times 10^6}{2690.725 \times 180} = 18858.793 \text{ mm}^2$$

$$Asb = 6353.600 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Req'd As} &= As - Asb \\ &= 18858.793 \text{ mm}^2 - 6353.600 \text{ mm}^2 \\ &= 12505.193 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd As} = H32 - 8EA \quad , \quad H32 - 8EA$$

$$\therefore \text{Total As} = 12707.200 \text{ mm}^2 > \text{Req'd As} (= 12505.193 \text{ mm}^2) \text{ -----> 0.K !!!}$$

② 내측인장 형모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 3176.8 mm²

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

$$= -7 \times 0.0018470 + \sqrt{(2 \times 0.0129 + (0.0129)^2)} = 0.148$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.148 / 3 = 0.951$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 625315.000 / (3176.800 \times 1720.000 \times 0.951)$$

$$= 0.120 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 Th1} = f_s \times A_s = 0.120 \times 3176.800 = 382.474 \text{ N}$$

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 mm²

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

$$= -7 \times 0.0005969 + \sqrt{(2 \times 0.0042 + (0.0042)^2)} = 0.087$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.087 / 3 = 0.971$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 625315.000 / (1146.000 \times 1920.000 \times 0.971)$$

$$= 0.293 \text{ MPa}$$

$$\text{인장력 Th2} = f_s \times A_s = 0.293 \times 1146.000 = 335.450 \text{ N}$$

- 보강철근량 산정

$$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = f_{sa} \times A_s \quad T : \text{대각선 방향의 인장력}$$

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$$A_s = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / f_{sa} = \sqrt{(382.474^2 + 335.450^2)} / 180.0$$

$$A_s = 2.826 \text{ mm}^2$$

사용철근량 : H19 @ 500, 2EA = 1146.000 mm² ∴ 0.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	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1817	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	212.299	0.K	1.698
		중앙부	2	1670	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	173.662	0.K	1.389
		우측	3	1817	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	219.597	0.K	1.757
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1650	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	162.201	0.K	1.298
		중앙부	5	1691	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	209.131	0.K	1.673
		우측	6	1650	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	167.642	0.K	1.341
좌측 벽체	1 층	상부	7	2017	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	128.574	0.K	1.029
		중앙부	8	1867	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	155.016	0.K	1.240
		하부	9	1850	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	155.163	0.K	1.241
우측 벽체	1 층	상부	10	2017	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	132.316	0.K	1.059
		중앙부	11	1867	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	154.296	0.K	1.234
		하부	12	1850	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	159.460	0.K	1.276

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 3169.956 \times 1000000 / [10278.400 \times (1816.667 - 444.375/3)]$$

$$= 184.838 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 10278.400/1000.0 + 7 \times 10278.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1816.7)/(7 \times 10278.400)]}$$

$$= 444.375 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 10278.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 184.84) - 2.5 \times 85.50 = 212.30 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 184.84) = 340.84 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 212.30 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 212.30 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 3667.532 \times 1000000 / [10278.400 \times (1670.000 - 423.516/3)]$$

$$= 233.394 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 10278.400/1000.0 + 7 \times 10278.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1670.0)/(7 \times 10278.400)]}$$

$$= 423.516 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 10278.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 130.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 29/2 = 65.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 233.39) - 2.5 \times 65.50 = 173.66 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 233.39) = 269.93 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 173.66 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 173.66 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 3116.575 \times 1000000 / [10278.400 \times (1816.667 - 444.375/3)] \\ = 181.725 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 10278.400/1000.0 + 7 \times 10278.400/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 1816.7/(7 \times 10278.400)} \\ = 444.375 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 10278.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 181.73) - 2.5 \times 85.50 = 219.60 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 181.73) = 346.68 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 219.60 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 219.60 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 58.603 \times 1000000 / [8923.200 \times (1691.203 - 401.407/3)] \\ = 4.217 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 8923.200/1000.0 + 7 \times 8923.200/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 1691.2/(7 \times 8923.200)} \\ = 401.407 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 8923.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 108.8 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 32/2 = 64.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 4.22) - 2.5 \times 64.00 = 18514.68 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 4.22) = 14939.75 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 14939.75 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 14939.75 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 4023.823 \times 1000000 / [12707.200 \times (1650.000 - 460.093/3)]$$

$$= 211.579 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 12707.200/1000.0 + 7 \times 12707.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1650.0)/(7 \times 12707.200)]}$$

$$= 460.093 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 12707.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 211.58) - 2.5 \times 84.00 = 162.20 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 211.58) = 297.76 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 162.20 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 162.20 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

6) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2964.772 \times 1000000 / [8923.200 \times (1691.203 - 401.407/3)]$$

$$= 213.339 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 8923.200/1000.0 + 7 \times 8923.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1691.2)/(7 \times 8923.200)]}$$

$$= 401.407 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 8923.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 108.8 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 32/2 = 64.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 213.34) - 2.5 \times 64.00 = 209.13 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 213.34) = 295.30 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 209.13 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 209.13 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 0.625 \times 1000000 / [8923.200 \times (1691.203 - 401.407/3)]$$

$$= 0.045 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 8923.200/1000.0 + 7 \times 8923.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1691.2/(7 \times 8923.200))]}$$

$$= 401.407 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 8923.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 108.8 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H32 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 32/2 = 64.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 0.04) - 2.5 \times 64.00 = 1749979.83 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 0.04) = 1400111.86 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1400111.86 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1400111.86 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 3965.846 \times 1000000 / [12707.200 \times (1650.000 - 460.093/3)]$$

$$= 208.531 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 12707.200/1000.0 + 7 \times 12707.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1650.0/(7 \times 12707.200))]}$$

$$= 460.093 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 12707.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H32 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H32 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 208.53) - 2.5 \times 84.00 = 167.64 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 208.53) = 302.11 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 167.64 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 167.64 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9) 좌측벽체 상부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 4396.754 \times 1000000 / [10278.400 \times (2016.667 - 471.531/3)] \\ = 230.045 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 10278.400/1000.0 + 7 \times 10278.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 2016.7)/(7 \times 10278.400)]} \\ = 471.531 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 10278.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 230.05) - 2.5 \times 85.50 = 128.57 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 230.05) = 273.86 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 128.57 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 128.57 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

10) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2854.476 \times 1000000 / [7708.800 \times (1866.667 - 398.110/3)] \\ = 213.550 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 7708.800/1000.0 + 7 \times 7708.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1866.7)/(7 \times 7708.800)]} \\ = 398.110 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 7708.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 133.3 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 213.55) - 2.5 \times 85.50 = 155.02 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 213.55) = 295.01 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 155.02 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 155.02 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

11) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 4620.690 \times 1000000 / [12707.200 \times (1850.000 - 491.591/3)] \\ = 215.657 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 12707.200/1000.0 + 7 \times 12707.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1850.0)/(7 \times 12707.200)]} \\ = 491.591 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 12707.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 215.66) - 2.5 \times 84.00 = 155.16 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 215.66) = 292.13 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 155.16 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 155.16 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

12) 우측벽체 상부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 4349.211 \times 1000000 / [10278.400 \times (2016.667 - 471.531/3)] \\ = 227.558 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 10278.400/1000.0 + 7 \times 10278.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 2016.7)/(7 \times 10278.400)]} \\ = 471.531 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 10278.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 227.56) - 2.5 \times 85.50 = 132.32 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 227.56) = 276.85 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 132.32 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 132.32 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

13) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 2860.062 \times 1000000 / [7708.800 \times (1866.667 - 398.110/3)] \\ = 213.968 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 7708.800/1000.0 + 7 \times 7708.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1866.7)/(7 \times 7708.800)]} \\ = 398.110 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 7708.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 133.3 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 213.97) - 2.5 \times 85.50 = 154.30 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 213.97) = 294.44 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 154.30 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 154.30 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

14) 우측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 4566.944 \times 1000000 / [12707.200 \times (1850.000 - 491.591/3)] \\ = 213.149 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 12707.200/1000.0 + 7 \times 12707.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1850.0)/(7 \times 12707.200)]} \\ = 491.591 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 12707.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 213.15) - 2.5 \times 84.00 = 159.46 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 213.15) = 295.57 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 159.46 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 159.46 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

(2) 처짐검토

■ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : $L = 11.400 \text{ m}$
- $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 부재두께(T) = 1.80 m

■ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 ($f_y = 400 \text{ MPa}$ 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 털 레 바
1방향 슬래브	$l / 20$	$l / 24$	$l / 28$	$l / 10$
1보	$l / 16$	$l / 18.5$	$l / 21$	$l / 8$

$$T_{\min} = L / 28$$

$$T = 11.400 / 28$$

$$T = 0.407 \text{ m} < 1.800 \text{ m} \text{ -----} \rightarrow \text{O.K}$$

19. 기초 지지력 검토

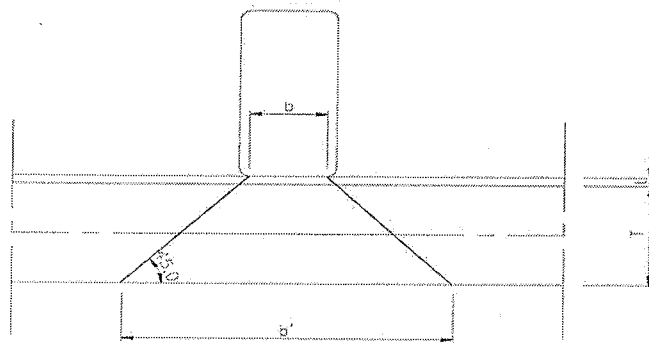
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구채자중 = $1806.250 / 13.400 = 134.795 \text{ kN/m}^2$
- 상부연직하중 = 321.846 kN/m^2 (지하수위 미 고려시)
- 양거아스콘포장 = $0.04 \times 23.00 = 0.920 \text{ kN/m}^2$

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.000 kN/m^2
- 상재활하중 = 0.000 kN/m^2
- 양거 내부 활하중

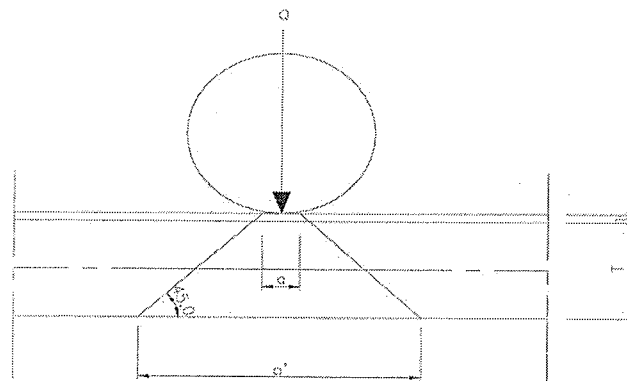


$t = 40 \text{ mm}$ (양거내부 포장두께)

$T = 1800 \text{ mm}$ (하부 슬래브 두께)

$$b' = 0.500 + 2 \times (1.800 + 0.040) \times \cot 45^\circ$$

$$= 4.180 \text{ m}$$



$$a' = 0.200 + 2 \times (1.800 + 0.040) \times \cot 45^\circ$$

$$= 3.880 \text{ m}$$

$$Q_z = 96.0 / (4.180 \times 3.880) = 5.919 \text{ kN/m}^2$$

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= 134.79 + 321.85 + 10.00 + 0.92 + 5.92 \\ &= 473.480 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2) 지반의 허용연직지지력

$$Q_a = 815.32 \text{ kN/m}^2 \geq Q_{\max} = 473.480 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	: 13.400 × 1.800 × 25.000	= 603.000 kN/m
- 하부슬래브	: 13.400 × 1.800 × 25.000	= 603.000 kN/m
- 벽체	: 2.000 × 2.970 × 25.000 × 2	= 297.000 kN/m
	: 2.000 × 2.970 × 25.000 × 2	= 297.000 kN/m
- 현치	: 0.125 × 2 × 25.000	= 6.250 kN/m
- 포장	: 7.800 × 0.040 × 23.000	= 7.176 kN/m
- 전단키	: 0.000 × 0.000 × 25.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 토사(수위 이상)	: 13.400 × 1.000 × 19.000	= 254.600 kN/m
- 토사(수위 이하)	: 13.400 × 15.804 × 10.000	= 2117.736 kN/m
- 수직수압	: 13.400 × 15.804 × 10.000	= 2117.736 kN/m
∴ Σ		= 6303.498 kN/m

(2) 측면마찰력

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

※ 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

$$\begin{aligned} F_1 &= K_u \times \gamma_t \times D_1^2 \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 3.458 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F_2 &= K_u \times (2 \times D_1 \times D_2 \times \gamma_t + D_2^2 \times \gamma_{\text{sub}}) \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 15.804 \times 19.000 + 15.804^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 563.829 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Sigma = 3.458 + 563.829 = 567.287 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 6303.498 + 567.287 = 6870.785 \text{ kN/m}$$

2) 부력

$$\begin{aligned} U &= B \times h_s \times \gamma_w \text{ (여기서, } h_s = \text{지하수위 심도)} \\ &= 13.400 \times 25.344 \times 10.000 \\ &= 3396.096 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) 안정검토

$$\begin{aligned} F_s &= R / U \\ &= 6870.785 / 3396.096 \\ &= 2.023 > 1.05 \quad \therefore \text{OK} \rightarrow \text{부력안전성 확보} \end{aligned}$$

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -15.8 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	: 13.400 × 1.800 × 25.000	= 603.000 kN/m
- 하부슬래브	: 13.400 × 1.800 × 25.000	= 603.000 kN/m
- 벽체	: 2.000 × 2.970 × 25.000 × 2	= 297.000 kN/m
	: 2.000 × 2.970 × 25.000 × 2	= 297.000 kN/m
- 현치	: 0.125 × 2 × 25.000	= 6.250 kN/m
- 포장	: 7.800 × 0.040 × 23.000	= 7.176 kN/m
- 전단키	: 0.000 × 0.000 × 25.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 토사(수위 이상)	: 13.400 × 15.800 × 19.000	= 4022.680 kN/m
- 토사(수위 이하)	: 13.400 × 1.004 × 10.000	= 134.536 kN/m
- 수직수압	: 13.400 × 1.004 × 10.000	= 134.536 kN/m
∴ ∑		= 6105.178 kN/m

(2) 측면마찰력

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

※ 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

$$\begin{aligned} F1 &= K_u \times \gamma_t \times D1^2 \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times 19.000 \times 15.800^2 \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 863.185 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F2 &= K_u \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma_t + D2^2 \times \gamma_{\text{sub}}) \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times (2 \times 15.800 \times 1.004 \times 19.000 + 1.004^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 111.535 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \sum = 863.185 + 111.535 = 974.720 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 6105.178 + 974.720 = 7079.898 \text{ kN/m}$$

2) 부력

$$\begin{aligned} U &= B \times h_s \times \gamma_w \text{ (여기서, } h_s = \text{지하수위 심도)} \\ &= 13.400 \times 10.544 \times 10.000 \\ &= 1412.896 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) 안정검토

$$\begin{aligned} F_s &= R / U \\ &= 7079.898 / 1412.896 \\ &= 5.011 > 1.20 \quad \therefore \text{OK} \rightarrow \text{부력안전성 확보} \end{aligned}$$

2. 시공중 부력검토

■ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

： 시공시 부력에 대한 안전률 $F_s = 1.1$ (R/B)

일반적으로 굴착지면의 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

$$H = \frac{603.000}{13.400 \times 10.000 \times 1.100} = 4.091 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.091 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{900.000}{13.400 \times 10.000 \times 1.100} = 6.106 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 6.106 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{906.250}{13.400 \times 10.000 \times 1.100} = 6.148 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 6.148 m 이하유지

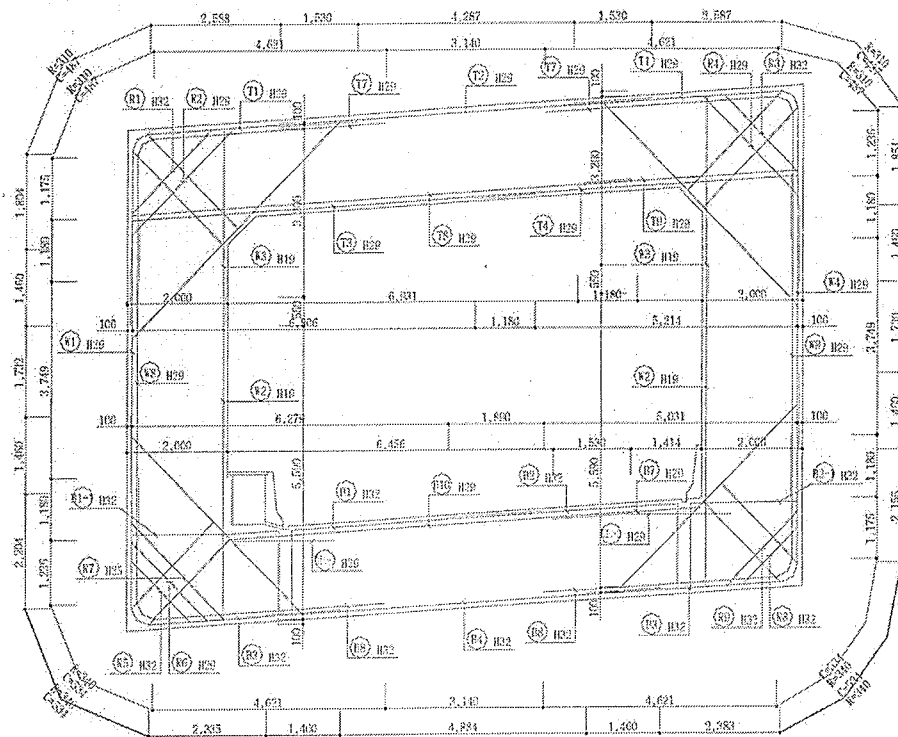
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{1806.250}{13.400 \times 10.000 \times 1.100} = 12.254 \text{ m}$$

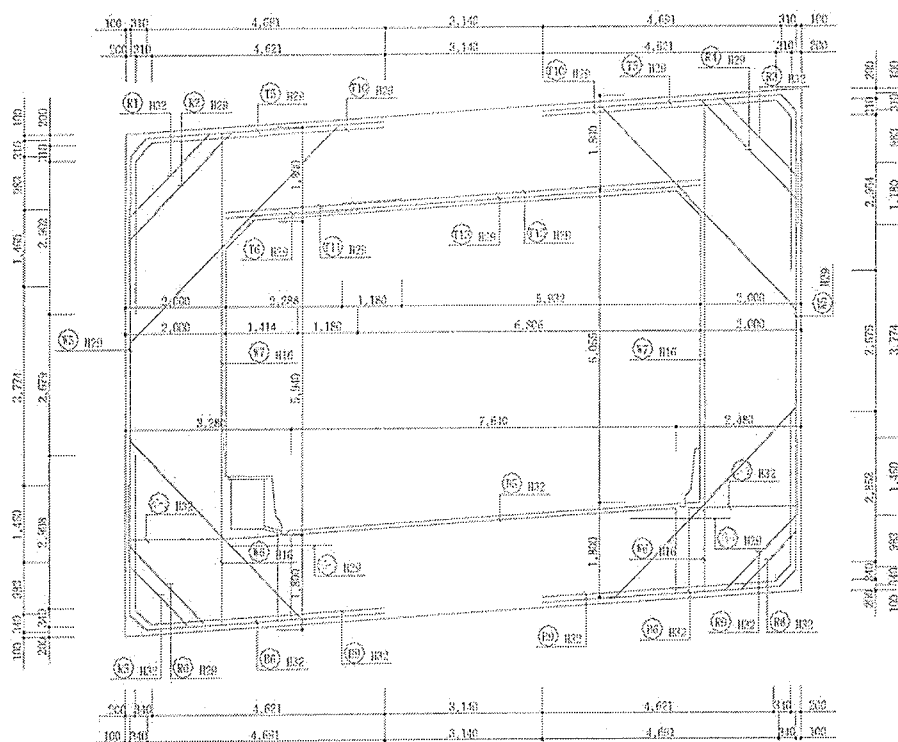
∴ 구조물 저면으로 부터 12.254 m 이하유지

20. 주철근 조립도

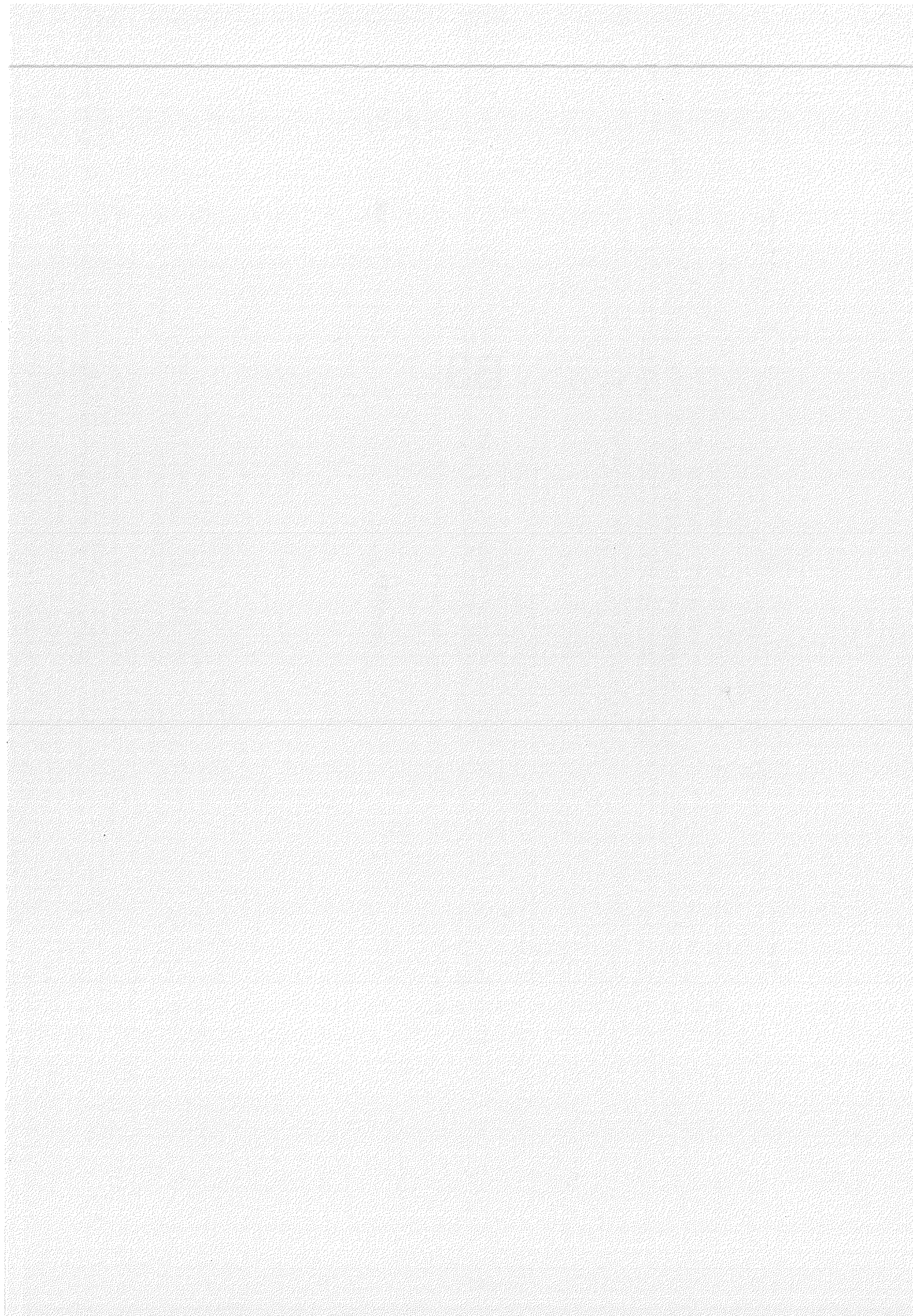
CYCLE - 1[@250]



CYCLE - 2(@250)



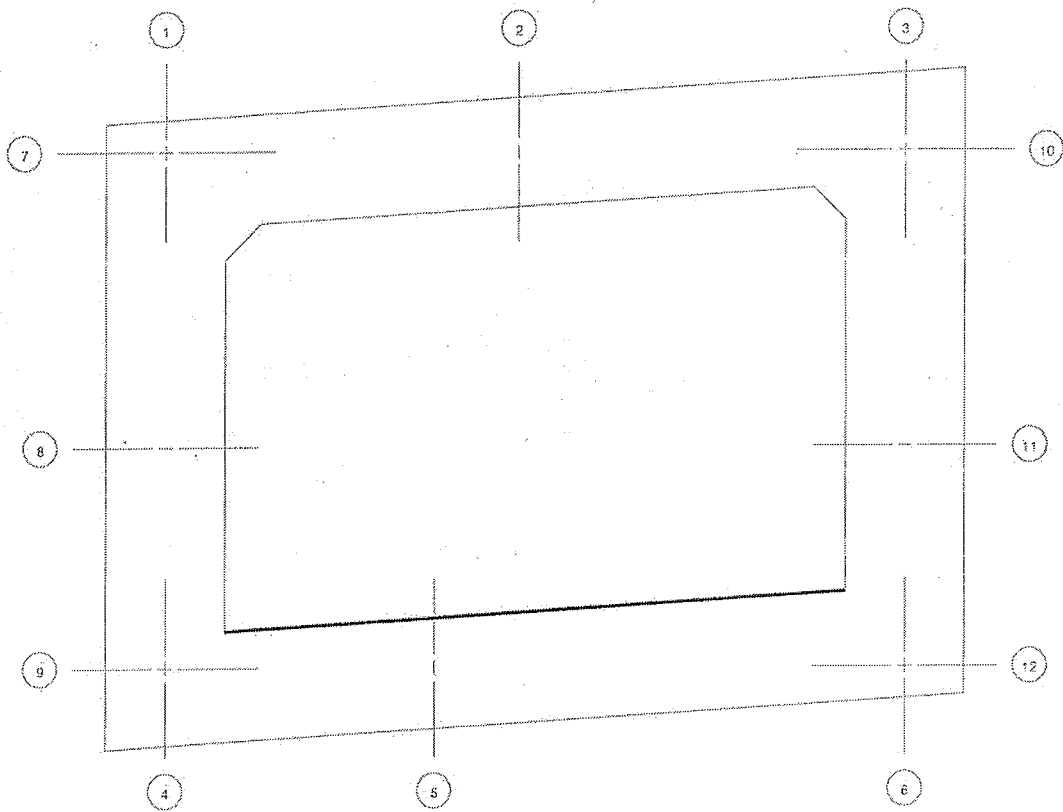
B3



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	1 경간	좌측 (상면)	1	1000	1623	3692.57	4821.04	6953.04	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9192.80	1.31
		좌측 (하면)	1	1000	1520	1645.82	2577.68	3243.86	H29 - 8.0EA	5139.20	1.57
		중앙부	2	1000	1470	3723.04	4824.12	7810.74	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.30
		우측 (상면)	3	1000	1623	3633.90	4821.04	6838.19	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9192.80	1.33
		우측 (하면)	3	1000	1520	1645.82	2577.68	3243.86	H29 - 8.0EA	5139.20	1.57
하부슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	1000	1520	2652.04	3551.24	5287.21	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.34
		좌측 (하면)	4	1000	1450	4987.01	5786.21	10819.14	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.16
		중앙부 (상면)	5	1000	1476	3583.60	4362.62	7470.94	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9192.80	1.22
		중앙부 (하면)	5	1000	1500	509.04	1590.27	1003.96	H32 - 4.0EA	3176.80	3.12
		우측 (상면)	6	1000	1520	2652.04	3551.24	5287.21	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.34
		우측 (하면)	6	1000	1450	4928.03	5786.21	10681.75	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.17
좌측벽체	1 층	상부 (외측)	7	1000	1823	5050.33	9522.61	-	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	11133.20	1.89
		상부 (내측)	7	1000	1720	1813.55	8626.80	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	11133.20	4.76
		중앙부 (외측)	8	1000	1657	3202.26	9259.25	-	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	9090.80	2.89
		중앙부 (내측)	8	1000	1720	222.06	2077.28	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	9090.80	9.36
		하부 (외측)	9	1000	1650	5525.08	10456.04	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	14647.60	1.89
		하부 (내측)	9	1000	1720	2590.96	6514.40	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	14647.60	2.51
우측벽체	1 층	상부 (외측)	10	1000	1823	4997.93	9576.33	-	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	11133.20	1.92
		상부 (내측)	10	1000	1720	1813.55	8626.80	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	11133.20	4.76
		중앙부 (외측)	11	1000	1657	3206.65	9251.49	-	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	9090.80	2.88
		중앙부 (내측)	11	1000	1720	222.06	2077.28	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	9090.80	9.36
		하부 (외측)	12	1000	1650	5471.20	10493.87	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	14647.60	1.92
		하부 (내측)	12	1000	1720	2590.96	6514.40	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	14647.60	2.51

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1800.0	2648.0	0.K	-	-	-
		좌측 (하면)	1	1800.0	2648.0	0.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	2317.0	0.K	-	-	-
		우측 (상면)	3	1800.0	2648.0	0.K	-	-	-
		우측 (하면)	3	1800.0	2648.0	0.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	1800.0	2648.0	0.K	1800.0	2648.0	0.K
		좌측 (하면)	4	1800.0	2648.0	0.K	1800.0	2648.0	0.K
		중앙부 (상면)	5	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2339.1	0.K
		중앙부 (하면)	5	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2339.1	0.K
		우측 (상면)	6	1800.0	2648.0	0.K	1800.0	2648.0	0.K
		우측 (하면)	6	1800.0	2648.0	0.K	1800.0	2648.0	0.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		상부	7	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		중앙부	8	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		중앙부	8	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		하부	9	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		하부	9	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
우측 벽체	1 층	상부	10	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		상부	10	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		중앙부	11	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		중앙부	11	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		하부	12	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		하부	12	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.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	945.6	1699.8	2102.21	2.00	259.00	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	2	954.8	783.3	1538.68	2.00	-	H16	300	397.20	0.K
		우측	3	945.6	1699.8	2102.21	2.00	259.00	H16	150	397.20	0.K
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	958.6	1759.6	2131.09	2.00	271.35	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	5	958.6	1417.4	1544.86	2.00	310.86	H16	300	397.20	0.K
		우측	6	958.6	1758.9	2131.09	2.00	271.11	H16	150	397.20	0.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1194.4	1799.3	2509.89	2.00	182.63	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	8	1204.0	1401.8	2520.10	2.00	59.68	H16	150	397.20	0.K
		하부	9	1205.8	1718.7	2516.54	2.00	155.44	H16	150	397.20	0.K
우측 벽체	1 층	상부	10	1194.4	1799.3	2509.89	2.00	182.63	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	11	1204.0	1401.8	2520.10	2.00	59.68	H16	150	397.20	0.K
		하부	12	1205.8	1718.7	2516.54	2.00	155.44	H16	150	397.20	0.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	1 경간	좌측 (상면)	1	1623	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	218.952	0.K	1.752
		좌측 (하면)	1	1470	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	1470	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	230.079	0.K	1.841
		우측 (상면)	3	1623	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	225.411	0.K	1.803
		우측 (하면)	3	1470	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	1476	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	4	1450	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	170.443	0.K	1.364
		중앙부 (상면)	5	1476	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	219.167	0.K	1.753
		중앙부 (하면)	5	1500	H32 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측 (상면)	6	1476	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	6	1450	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	174.565	0.K	1.397
좌측벽체	1 층	상부	7	1823	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	135.508	0.K	1.084
		상부	7	1720	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	8	1657	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	125	146.202	0.K	1.170
		중앙부	8	1720	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	9	1650	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	174.885	0.K	1.399
		하부	9	1720	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1 층	상부	10	1823	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	138.823	0.K	1.111
		상부	10	1720	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	11	1657	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	125	145.779	0.K	1.166
		중앙부	11	1720	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	12	1650	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	178.245	0.K	1.426
		하부	12	1720	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 런 Ramp B BOX (내공 : 9.4M × 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 (f_{ck}) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (E_c) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (f_y) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (E_s) = 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, 붕괴방지구준

- 7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 10.000 kN/m² (∵ 토피 : 14.163 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 (K_0) = $1 - \sin \phi = 0.500$

9) 설계방법

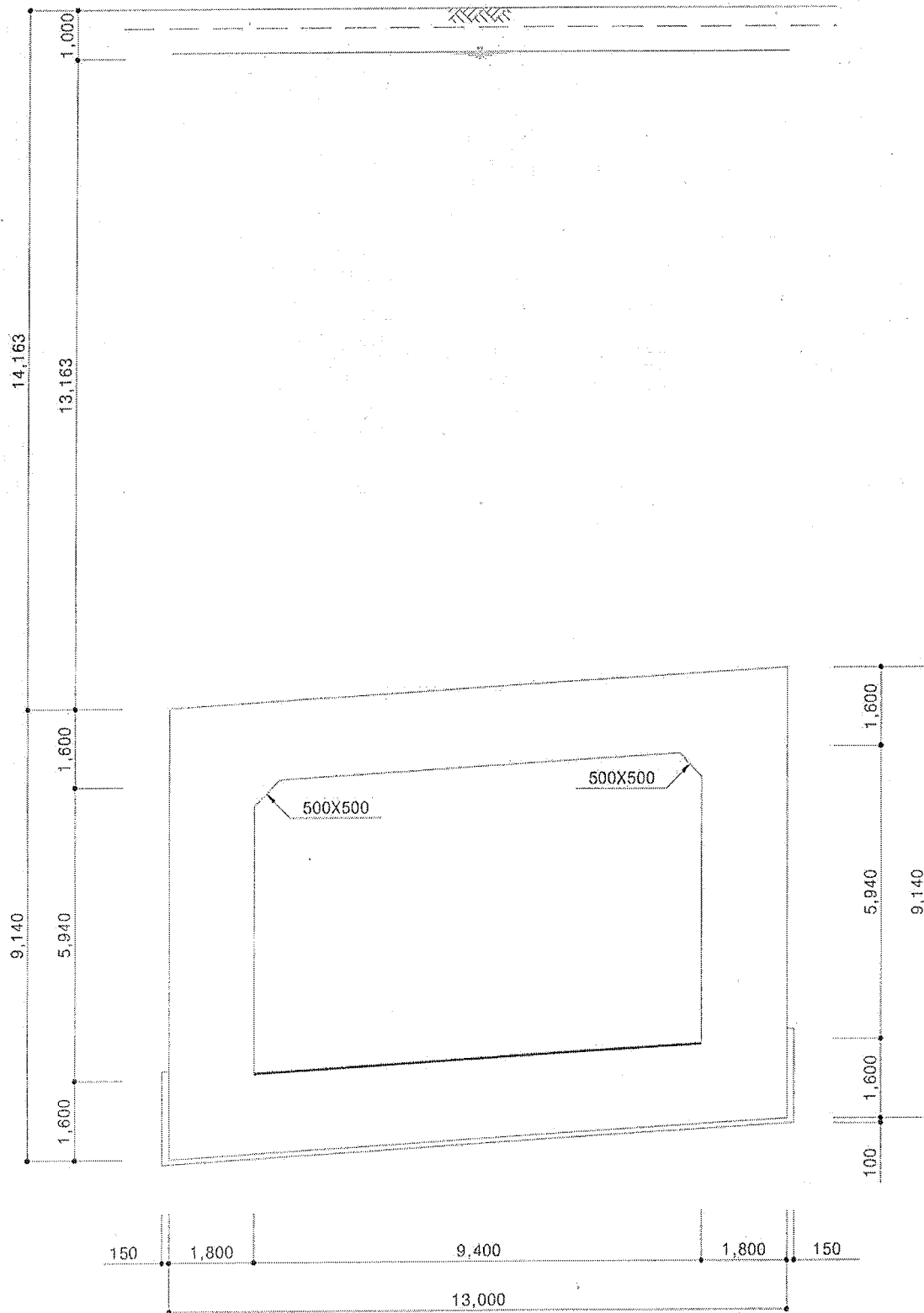
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

- 10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단면 가정

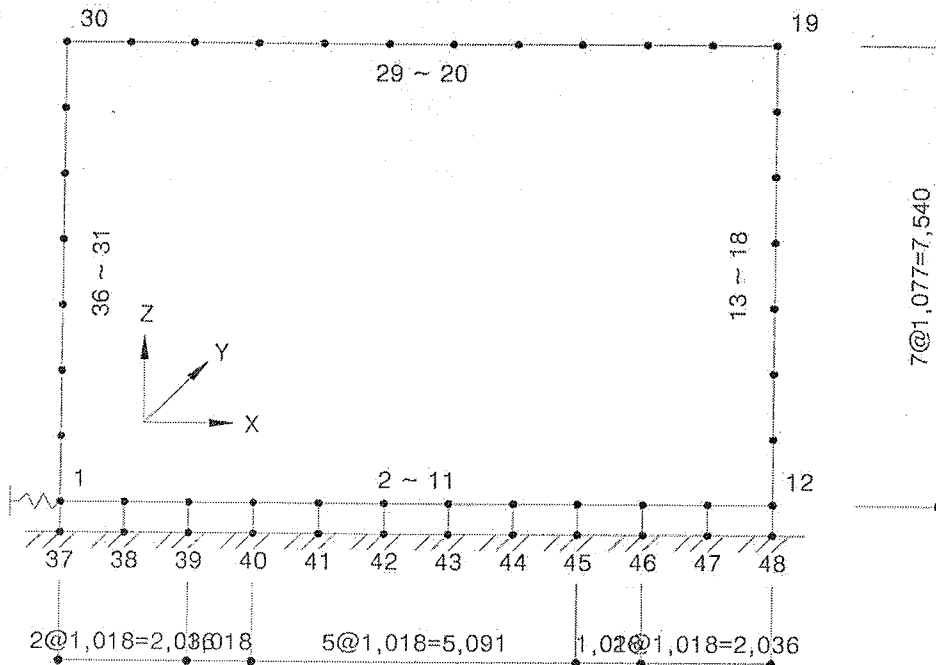


4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

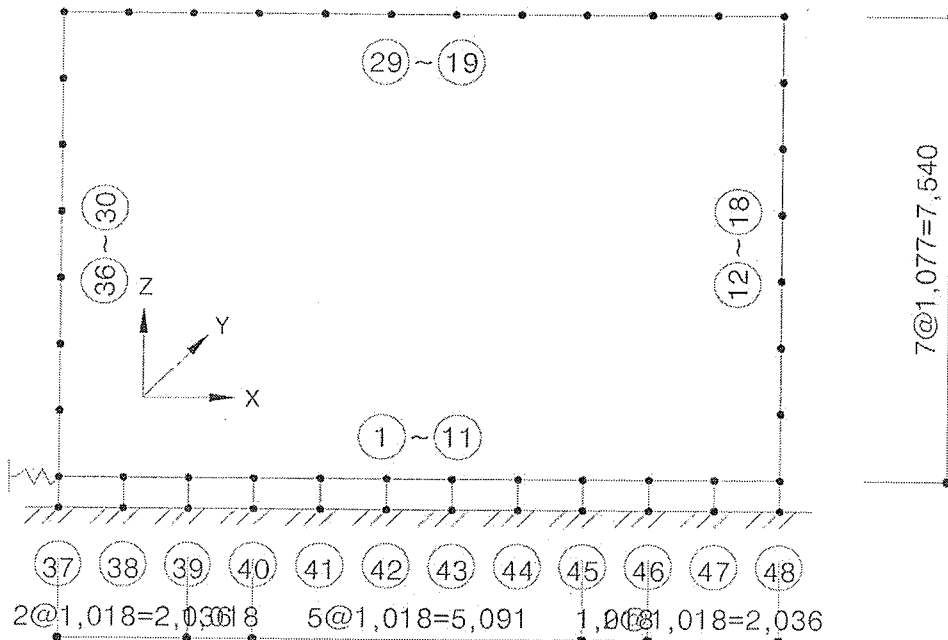
1) Modeling

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 모델화 하였다. 이와같은 모델화 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

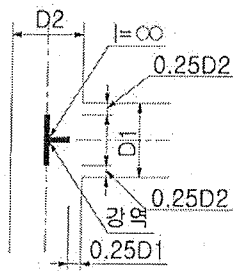
NO	A (m ²)	I (m ⁴)	부 재
1	1.600 × 1.000 = 1.600	0.34133	1~11, 19~29
2	1.800 × 1.000 = 1.800	0.48600	12~18, 30~36

3) 단면좌표

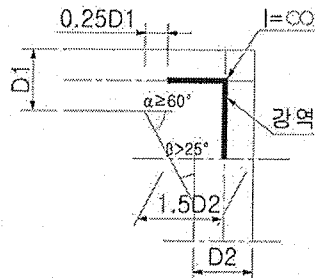
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	25	5.091	8.040
2	1.018	0.500	26	4.073	8.040
3	2.036	0.500	27	3.055	8.040
4	3.055	0.500	28	2.036	8.040
5	4.073	0.500	29	1.018	8.040
6	5.091	0.500	30	0.000	8.040
7	6.109	0.500	31	0.000	6.963
8	7.127	0.500	32	0.000	5.886
9	8.145	0.500	33	0.000	4.809
10	9.164	0.500	34	0.000	3.731
11	10.182	0.500	35	0.000	2.654
12	11.200	0.500	36	0.000	1.577
13	11.200	1.577	37	0.000	0.000
14	11.200	2.654	38	1.018	0.000
15	11.200	3.731	39	2.036	0.000
16	11.200	4.809	40	3.055	0.000
17	11.200	5.886	41	4.073	0.000
18	11.200	6.963	42	5.091	0.000
19	11.200	8.040	43	6.109	0.000
20	10.182	8.040	44	7.127	0.000
21	9.164	8.040	45	8.145	0.000
22	8.145	8.040	46	9.164	0.000
23	7.127	8.040	47	10.182	0.000
24	6.109	8.040	48	11.200	0.000

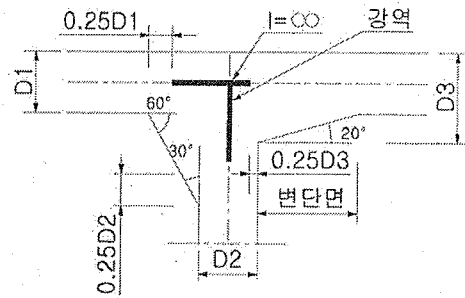
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 30 지정 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1800 / 2 + 500 - (1600 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(2) 30 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1600 / 2 + 500 - (1800 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(3) 19 지정 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1800 / 2 + 500 - (1600 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(4) 19 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1600 / 2 + 500 - (1800 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(5) 1 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1800 / 2 - 0.25 \times 1600 = 500 \text{ mm}$$

(6) 1 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1600 / 2 - 0.25 \times 1800 = 350 \text{ mm}$$

(7) 12 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1800 / 2 - 0.25 \times 1600 = 500 \text{ mm}$$

(8) 12 지정 - 슬래브 벽체 연결부

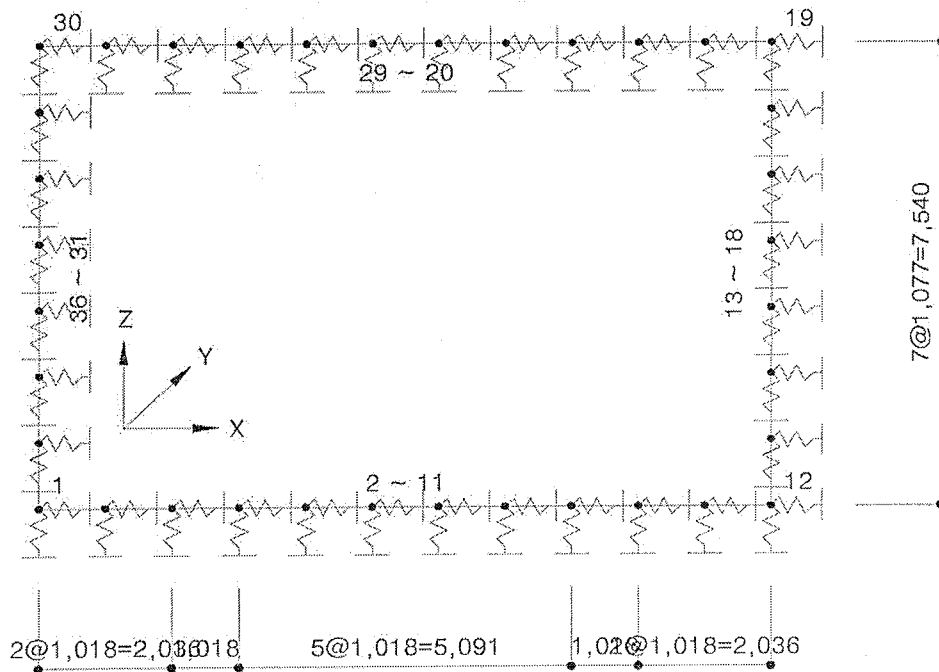
$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1600 / 2 - 0.25 \times 1800 = 350 \text{ mm}$$

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

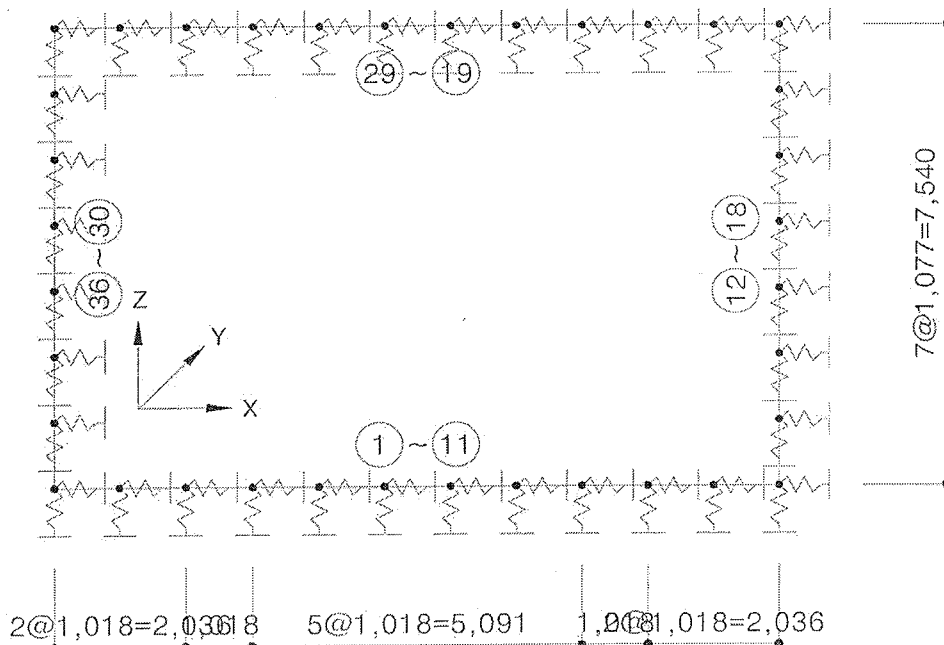
1) Modeling

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

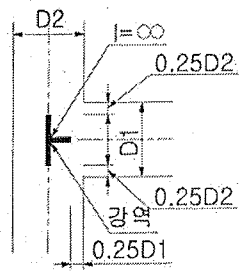
N0	A (m ²)	I (m ⁴)	부 재
1	1,600 × 1.000 = 1.600	0.34133	1~11, 19~29
2	1.800 × 1.000 = 1.800	0.48600	12~18, 30~36

3) 단면좌표

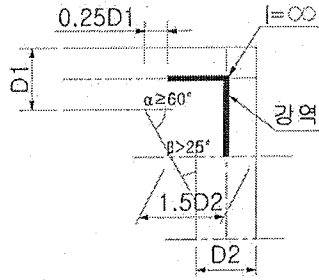
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	19	11.200	7.540
2	1.018	0.000	20	10.182	7.540
3	2.036	0.000	21	9.164	7.540
4	3.055	0.000	22	8.145	7.540
5	4.073	0.000	23	7.127	7.540
6	5.091	0.000	24	6.109	7.540
7	6.109	0.000	25	5.091	7.540
8	7.127	0.000	26	4.073	7.540
9	8.145	0.000	27	3.055	7.540
10	9.164	0.000	28	2.036	7.540
11	10.182	0.000	29	1.018	7.540
12	11.200	0.000	30	0.000	7.540
13	11.200	1.077	31	0.000	6.463
14	11.200	2.154	32	0.000	5.386
15	11.200	3.231	33	0.000	4.309
16	11.200	4.309	34	0.000	3.231
17	11.200	5.386	35	0.000	2.154
18	11.200	6.463	36	0.000	1.077

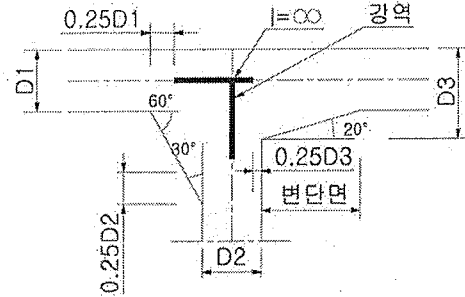
8) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 30 지점 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1800 / 2 + 500 - (1600 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(2) 30 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1600 / 2 + 500 - (1800 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(3) 19 지점 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1800 / 2 + 500 - (1600 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(4) 19 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1600 / 2 + 500 - (1800 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1800 / 2 - 0.25 \times 1600 = 500 \text{ mm}$$

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1600 / 2 - 0.25 \times 1800 = 350 \text{ mm}$$

(7) 12 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1800 / 2 - 0.25 \times 1600 = 500 \text{ mm}$$

(8) 12 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1600 / 2 - 0.25 \times 1800 = 350 \text{ mm}$$

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 = E_0 의 산정방법에 대한 보정계수

E_0 = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (K_v)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

여기서,

$$K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

E_0 : 지반탄성계수 (kN/m^2)

$\alpha = 1$

$E_0 = 50000.00 \text{ kN/m}^2$ (지반보고서 참조)

$$B_v = \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(13.000 \times 13.000)} = 13.00 \text{ m (L > B)}$$

$$K_{v0} = 1 / 0.3 \times 1 \times 50000 = 166670.00 \text{ kN/m}^3$$

$$K_v = 166670.000 \times (13.000 / 0.3)^{-3/4} = 9868.27 \text{ kN/m}^3$$

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.800/2 + 1.018/2) = 13905 \text{ kN/m}$	1, 12
Kv2	$K_v \times (1.018/2 + 1.018/2) = 10048 \text{ kN/m}$	2~11
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	7

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 퇴적토 (EL. : 16.431 ~ -5.880, N=31)

① 기능수행 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 31^{1/3} = 251.3 \text{ m/sec}$
- V_s (기능수행수준의 전단파 속도) = $1.0 \times V_0 = 1.0 \times 251.3 = 251.3 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
 $= 20 / 9.810 \times 251.3^2 = 128750.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
 $= 2 \times (1 + 0.32) \times 128750.0 = 339900.0 \text{ kN/m}^2$

② 붕괴방지 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 31^{1/3} = 251.3 \text{ m/sec}$
- V_s (붕괴방지수준의 전단파 속도) = $0.8 \times V_0 = 0.8 \times 251.3 = 201.0 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
 $= 20.0 / 9.810 \times 201.0^2 = 82367.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
 $= 2 \times (1 + 0.32) \times 82367.0 = 217448.9 \text{ kN/m}^2$

(2) 풍화토 (EL. : -5.880 ~ -7.580, N=50)

① 기능수행 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 50^{1/3} = 294.7 \text{ m/sec}$
- V_s (기능수행수준의 전단파 속도) = $1.0 \times V_0 = 1.0 \times 294.7 = 294.7 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
 $= 20 / 9.810 \times 294.7^2 = 177060.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
 $= 2 \times (1 + 0.32) \times 177060.0 = 467438.4 \text{ kN/m}^2$

② 붕괴방지 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 50^{1/3} = 294.7 \text{ m/sec}$
- V_s (붕괴방지수준의 전단파 속도) = $0.8 \times V_0 = 0.8 \times 294.7 = 235.8 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
 $= 20.0 / 9.810 \times 235.8^2 = 113357.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
 $= 2 \times (1 + 0.32) \times 113357.0 = 299262.5 \text{ kN/m}^2$

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층, 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(13.000 \times 13.000)} = 13.000 \text{ m} \\ K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 339900.0 = 2266000.00 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 2266000.000 \times (13.000 / 0.3)^{-3/4} = 134166.27 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 134166.270 = 44722.09 \text{ kN/m}^3$$

(2) 하부슬래브 : 제3토층, 풍화토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(13.000 \times 13.000)} = 13.000 \text{ m} \\ K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 467438.4 = 3116256.00 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 3116256.000 \times (13.000 / 0.3)^{-3/4} = 184508.57 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 184508.570 = 61502.86 \text{ kN/m}^3$$

(3) 측벽 : 제2토층, 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(9.140 \times 9.140)} = 9.140 \text{ m} \\ K_{ho} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 339900.0 = 2266000.00 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 2266000.000 \times (9.140 / 0.3)^{-3/4} = 174739.54 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 174739.540 = 58246.51 \text{ kN/m}^3$$

(4) 측벽 : 제3토층, 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(9.140 \times 9.140)} = 9.140 \text{ m} \\ K_{ho} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 467438.4 = 3116256.00 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 3116256.000 \times (9.140 / 0.3)^{-3/4} = 240305.89 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 240305.890 = 80101.96 \text{ kN/m}^3$$

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.018/2 + 1.018/2) = 136605 \text{ kN/m}$	20~29
Ksb1	$K_{sb} \times (1.018/2 + 1.018/2) = 45535 \text{ kN/m}$	

- 축벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	$K_h \times (1.077/2 + 1.077/2) = 188219 \text{ kN/m}$	13~18, 31~36
Kss1	$K_{ss} \times (1.077/2 + 1.077/2) = 62740 \text{ kN/m}$	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.018/2 + 1.018/2) = 187863 \text{ kN/m}$	2~11
Ksb1	$K_{sb} \times (1.018/2 + 1.018/2) = 62621 \text{ kN/m}$	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.800/2 + 1.018/2) = 259989 \text{ kN/m}$	1, 12
Ksb1	$K_h \times (1.077/2 + 1.600/2) = 321666 \text{ kN/m}$	
Kv2	$K_v \times (1.018/2 + 1.800/2) = 189052 \text{ kN/m}$	19, 30
Ksb2	$K_h \times (1.077/2 + 1.600/2) = 233901 \text{ kN/m}$	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층, 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(13.000 \times 13.000)} = 13.000 \text{ m} \\ K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 217448.9 = 1449659.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 1449659.330 \times (13.000 / 0.3)^{-3/4} = 85832.03 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 85832.030 = 28610.68 \text{ kN/m}^3$$

(2) 하부슬래브 : 제3토층, 풍화토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(13.000 \times 13.000)} = 13.000 \text{ m} \\ K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 299262.5 = 1995083.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 1995083.330 \times (13.000 / 0.3)^{-3/4} = 118125.72 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 118125.720 = 39375.24 \text{ kN/m}^3$$

(3) 측벽 : 제2토층, 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(9.140 \times 9.140)} = 9.140 \text{ m} \\ K_{ho} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 217448.9 = 1449659.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 1449659.330 \times (9.140 / 0.3)^{-3/4} = 111788.53 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 111788.530 = 37262.84 \text{ kN/m}^3$$

(4) 측벽 : 제3토층, 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(9.140 \times 9.140)} = 9.140 \text{ m} \\ K_{ho} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 299262.5 = 1995083.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 1995083.330 \times (9.140 / 0.3)^{-3/4} = 153848.17 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 153848.170 = 51282.72 \text{ kN/m}^3$$

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.018/2 + 1.018/2) = 87392 \text{ kN/m}$	20~29
Ksb1	$K_{sb} \times (1.018/2 + 1.018/2) = 29131 \text{ kN/m}$	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	$K_h \times (1.077/2 + 1.077/2) = 120412 \text{ kN/m}$	13~18, 31~36
Kss1	$K_{ss} \times (1.077/2 + 1.077/2) = 40137 \text{ kN/m}$	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.018/2 + 1.018/2) = 120273 \text{ kN/m}$	2~11
Ksb1	$K_{sb} \times (1.018/2 + 1.018/2) = 40091 \text{ kN/m}$	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.800/2 + 1.018/2) = 166450 \text{ kN/m}$	1, 12
Ksb1	$K_h \times (1.077/2 + 1.600/2) = 205937 \text{ kN/m}$	
Kv2	$K_v \times (1.018/2 + 1.800/2) = 120945 \text{ kN/m}$	19, 30
Ksb2	$K_h \times (1.077/2 + 1.600/2) = 149637 \text{ kN/m}$	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설 계 지 진	성능기 준 재현주기	기 능 수 행	불 과 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

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 토사지 반 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) : $KH = I \times Ca = 0.57 \times 0.13 = 0.074$

- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : $KH = I \times Ca = 1.40 \times 0.13 = 0.182$

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구 체 자 중 - 프로그램 내에서 자동 계산

2) 고정 하 중

① 고정 하 중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장 하 중	: 0.500 × 23.00	= 11.500 kN/m ²
- 토 사	: 13.663 × 19.00	= 259.597 kN/m ²
∴ Total Wd1		= 271.097 kN/m ²

② 고정 하 중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장 하 중	: 0.500 × 23.00	= 11.500 kN/m ²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00	= 9.500 kN/m ²
- 흙(지하수위 이하)	: 13.163 × 10.00	= 131.630 kN/m ²
∴ Total Wd2		= 152.630 kN/m ²

3) 활 하 중

- 노면 활 하 중 (08-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활 하 중의 등가 등분포 하 중

토 피 고 (D, m)	도 로 면 의 활 하 중 (kN/m ²)	토 피 고 (D, m)	도 로 면 의 활 하 중 (kN/m ²)
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 하 중 (W11) - 토 피 14.163m

$$- W11 = 10.000 \text{ kN/m}^2$$

② 측벽에 작용하는 하 중 (W12)

$$- W12 = 10.000 \times 0.500 = 5.000 \text{ kN/m}^2$$

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

$$\begin{aligned}
 Wh1 &= (0.500 \times 23.000 + 14.463 \times 19.000) \times 0.500 &= 143.149 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh2 &= 143.149 + 1.077 \times 19.000 \times 0.500 &= 153.381 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh3 &= 153.381 + 1.077 \times 19.000 \times 0.500 &= 163.615 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh4 &= 163.615 + 1.077 \times 19.000 \times 0.500 &= 173.847 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh5 &= 173.847 + 1.077 \times 19.000 \times 0.500 &= 184.081 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh6 &= 184.081 + 1.077 \times 19.000 \times 0.500 &= 194.313 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh7 &= 194.313 + 1.077 \times 19.000 \times 0.500 &= 204.547 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh8 &= 204.547 + 1.077 \times 19.000 \times 0.500 &= 214.779 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

$$\begin{aligned}
 Wh1 &= (0.500 \times 23.000 + 0.500 \times 19.000 + 13.963 \times 10.00) &= 80.315 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh2 &= 80.315 + 1.077 \times 10.000 \times 0.500 &= 85.701 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh3 &= 85.701 + 1.077 \times 10.000 \times 0.500 &= 91.086 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh4 &= 91.086 + 1.077 \times 10.000 \times 0.500 &= 96.472 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh5 &= 96.472 + 1.077 \times 10.000 \times 0.500 &= 101.858 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh6 &= 101.858 + 1.077 \times 10.000 \times 0.500 &= 107.244 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh7 &= 107.244 + 1.077 \times 10.000 \times 0.500 &= 112.629 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh8 &= 112.629 + 1.077 \times 10.000 \times 0.500 &= 118.015 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

$$- Ww1 = 13.163 \times 10.000 = 131.630 \text{ kN/m}^2$$

② 측벽에 작용하는 하중

$$\begin{aligned}
 - Ww2 &= 13.963 \times 10.000 &= 139.630 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww3 &= 139.630 + 1.077 \times 10.000 &= 150.401 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww4 &= 150.401 + 1.077 \times 10.000 &= 161.173 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww5 &= 161.173 + 1.077 \times 10.000 &= 171.944 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww6 &= 171.944 + 1.077 \times 10.000 &= 182.716 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww7 &= 182.716 + 1.077 \times 10.000 &= 193.487 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww8 &= 193.487 + 1.077 \times 10.000 &= 204.259 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww9 &= 204.259 + 1.077 \times 10.000 &= 215.030 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

$$- Ww10 = (14.163 + 9.140 - 1.000) \times 10.000 = 223.030 \text{ kN/m}^2$$

7) 온도하중

- 온도의 승강은 $\pm 10^\circ \text{C}$ 로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 $\alpha = 0.00001$ 으로 한다.

8) 건조수축

- 15°C 의 온도하중으로 변환 설계.

$$\begin{aligned}
 - \text{건조수축계수} & \quad \varepsilon = 15 \times 10^{-5} \\
 - \text{온도선팽창 계수} & \quad \alpha = 1.0 \times 10^{-5}
 \end{aligned}$$

$$- \Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15^\circ \text{C}$$

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(T_g)

$$T_g = \sum_{i=1}^N \frac{4H_i}{V_{si}}$$

지 반	H_i (m)	V_{si} (m/sec)		γ (kN/m ³)	T_g' (sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	0.011	248.600	198.900	19.000	0.000	0.000
매립토	4.200	145.400	116.300	19.000	0.116	0.144
퇴적토	18.100	251.300	201.000	20.000	0.288	0.360
풍화토	1.700	294.700	235.800	20.000	0.023	0.029
풍화암	3.000	294.700	235.800	20.000	0.041	0.051
연암	2.989	248.600	198.900	20.000	0.048	0.060
계					0.516	0.644

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
T_g (sec)	$1.25T_g' = 1.25 \times 0.516 = 0.645$	$1.25 T_g' = 1.25 \times 0.644 = 0.805$

2) 통제주기(T_s)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
T_s (sec)	$T_s = C_v / (2.5 \times C_a)$ $= 0.180 / (2.5 \times 0.130) = 0.554$	$T_s = C_v / (2.5 \times C_a)$ $= 0.180 / (2.5 \times 0.130) = 0.554$
T_o (sec)	$T_o = 0.2 \times T_s$ $= 0.2 \times 0.554 = 0.111$	$T_o = 0.2 \times T_s$ $= 0.2 \times 0.554 = 0.111$

3) 감쇠율에 대한 보정계수(C_d)

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
C_d	0.800	0.667

단, 별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(S_a) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- $0 \leq T_g < T_o$ 일때 $S_a = [C_a + (2.5 \times C_a - C_a) / T_o \times T_g] \times g \times I \times C_d$ - $T_o \leq T_g < T_s$ 일때 $S_a = 2.5 \times C_a \times g \times I \times C_d$ - $T_g \geq T_s$ 일때 $S_a = C_v \times g \times I \times C_d / T_g = 1.248 \text{ m/s}^2$	- $0 \leq T_g < T_o$ 일때 $S_a = [C_a + (2.5 \times C_a - C_a) / T_o \times T_g] \times g \times I \times C_d$ - $T_o \leq T_g < T_s$ 일때 $S_a = 2.5 \times C_a \times g \times I \times C_d$ - $T_g \geq T_s$ 일때 $S_a = C_v \times g \times I \times C_d / T_g = 2.048 \text{ m/s}^2$

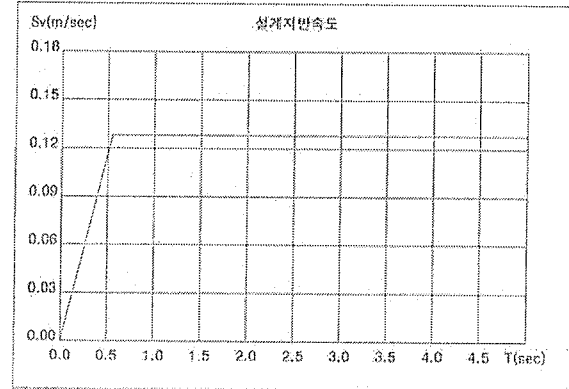
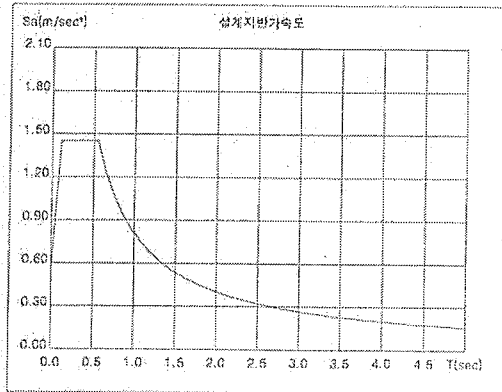
5) 속도 응답스펙트럼(Sv)

- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

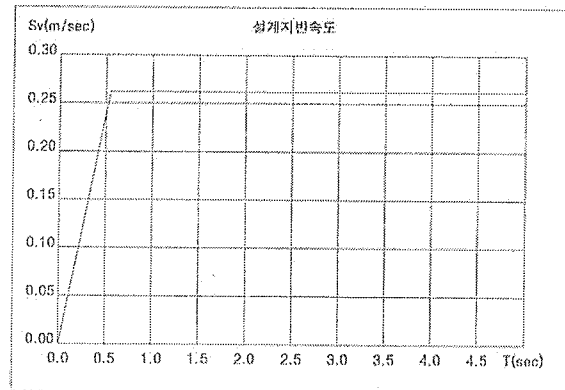
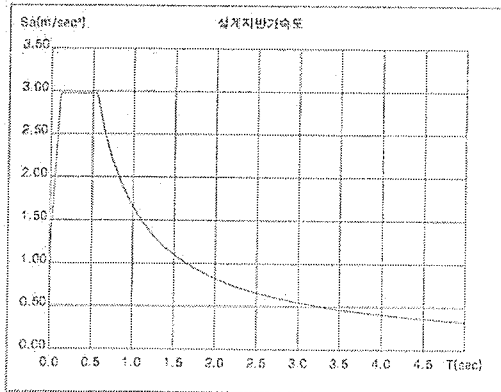
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
$S_v = T_g / 2\pi \times S_a = 0.645 / 2\pi \times 1.248$ $= 0.128 \text{ m/s}$	$S_v = T_g / 2\pi \times S_a = 0.805 / 2\pi \times 2.048$ $= 0.262 \text{ m/s}$

6) 설계응답 응답스펙트럼

(1) 기능수행수준



(2) 붕괴방지수준



7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 14.963 m
- 하부슬래브 EL. = 22.503 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$$U(z) = 2 / \pi^2 \times S_v \times T_g \times \cos(\pi Z / 2H)$$

$$U(Z_u) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.645 \times \cos(\pi \times 14.963 / (2 \times 30.000)) = 0.011853$$

$$U(Z_b) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.645 \times \cos(\pi \times 22.503 / (2 \times 30.000)) = 0.006400$$

(2) 붕괴방지 수준

$$U(Z_u) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.805 \times \cos(\pi \times 14.963 / (2 \times 30.000)) = 0.030280$$

$$U(Z_b) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.805 \times \cos(\pi \times 22.503 / (2 \times 30.000)) = 0.016349$$

$$P_o = K_{sb, top} \times (U(Z_u) - U(Z_b))$$

기능수행수준	붕괴방지수준
$P_o = 44722.090 \times (0.011853 - 0.006400)$ = 243.870 kN/m ²	$P_o = 28610.680 \times (0.030280 - 0.016349)$ = 398.575 kN/m ²

8) 측벽 지반변위 하중

$$P(z) = K_h \times (U_h(z) - U_h(b))$$

(1) 기능수행수준

z(m)	K_h (kN/m ³)	$U(Z_h)$ (m)	$U(Z_h) - U(Z_b)$ (m)	$P(z)$ (kN/m ²)
14.963	174739.540	0.011853	0.005453	952.855
16.040	174739.540	0.011169	0.004769	833.333
17.117	174739.540	0.010449	0.004049	707.520
18.194	174739.540	0.009696	0.003296	575.942
19.272	174739.540	0.008911	0.002511	438.771
20.349	174739.540	0.008099	0.001699	296.882
21.426	174739.540	0.007261	0.000861	150.451
22.503	240305.890	0.006400	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	K_h (kN/m ³)	$U(Z_h)$ (m)	$U(Z_h) - U(Z_b)$ (m)	$P(z)$ (kN/m ²)
14.963	111788.530	0.030280	0.013931	1557.326
16.040	111788.530	0.028532	0.012183	1361.920
17.117	111788.530	0.026693	0.010344	1156.341
18.194	111788.530	0.024769	0.008420	941.259
19.272	111788.530	0.022765	0.006416	717.235
20.349	111788.530	0.020690	0.004341	485.274
21.426	111788.530	0.018549	0.002200	245.935
22.503	153848.170	0.016349	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

$$V_u = G_d \times U_{h1}, V_b = G_d \times U_{h2}, V_s = (V_u + V_b) / 2$$

$$U_{h1} = 1 / (\pi \times H) \times S_v \times T_g \times \sin(\pi \times Z_u / (2 \times H))$$

$$U_{h2} = 1 / (\pi \times H) \times S_v \times T_g \times \sin(\pi \times Z_b / (2 \times H))$$

구분	기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
Vu	128750.000 × 0.000592 = 76.220	82367.000 × 0.001512 = 124.540
Vb	177060.000 × 0.000795 = 140.760	113357.000 × 0.002030 = 230.110
Vs	(76.220 + 140.760) / 2 = 108.490	(124.540 + 230.110) / 2 = 177.330

10) 구체 관성력

$$f_i = A_i \times r_{con} \times c \times K_H \times (1 - 0.015 \times Z_i)$$

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
f _u = 1.600 × 25.000 × 0.074 × (1 - 0.015 × 14.163) = 2.331	f _u = 1.600 × 25.000 × 0.182 × (1 - 0.015 × 14.163) = 5.733

② 하부슬래브

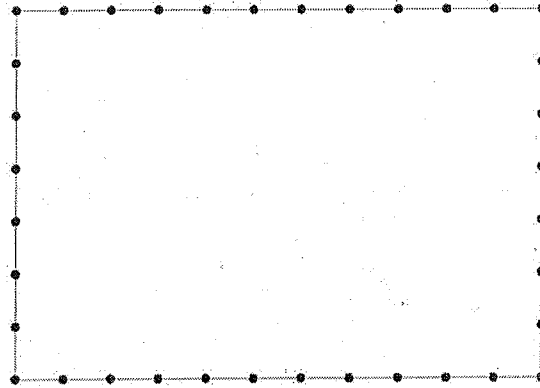
기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
f _b = 1.600 × 25.000 × 0.074 × (1 - 0.015 × 21.703) = 1.996	f _b = 1.600 × 25.000 × 0.182 × (1 - 0.015 × 21.703) = 4.910

③ 측벽

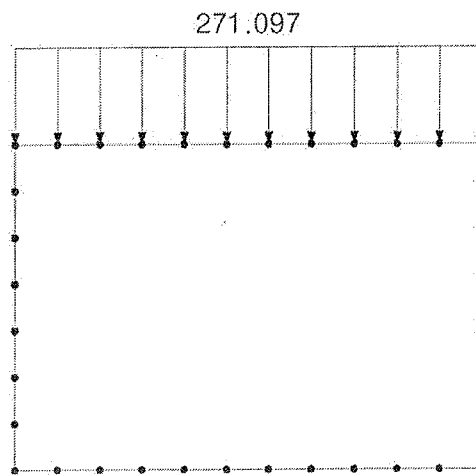
기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
f ₁ = 1.800 × 25.000 × 0.074 × (1 - 0.015 × 14.163) = 2.623	f ₁ = 1.800 × 25.000 × 0.182 × (1 - 0.015 × 14.163) = 6.450
f ₂ = 1.800 × 25.000 × 0.074 × (1 - 0.015 × 15.240) = 2.569	f ₂ = 1.800 × 25.000 × 0.182 × (1 - 0.015 × 15.240) = 6.318
f ₃ = 1.800 × 25.000 × 0.074 × (1 - 0.015 × 16.317) = 2.515	f ₃ = 1.800 × 25.000 × 0.182 × (1 - 0.015 × 16.317) = 6.185
f ₄ = 1.800 × 25.000 × 0.074 × (1 - 0.015 × 17.394) = 2.461	f ₄ = 1.800 × 25.000 × 0.182 × (1 - 0.015 × 17.394) = 6.053
f ₅ = 1.800 × 25.000 × 0.074 × (1 - 0.015 × 18.472) = 2.407	f ₅ = 1.800 × 25.000 × 0.182 × (1 - 0.015 × 18.472) = 5.921
f ₆ = 1.800 × 25.000 × 0.074 × (1 - 0.015 × 19.549) = 2.354	f ₆ = 1.800 × 25.000 × 0.182 × (1 - 0.015 × 19.549) = 5.788
f ₇ = 1.800 × 25.000 × 0.074 × (1 - 0.015 × 20.626) = 2.300	f ₇ = 1.800 × 25.000 × 0.182 × (1 - 0.015 × 20.626) = 5.656
f ₈ = 1.800 × 25.000 × 0.074 × (1 - 0.015 × 21.703) = 2.246	f ₈ = 1.800 × 25.000 × 0.182 × (1 - 0.015 × 21.703) = 5.524

10. 하 중 재 하 (상시)

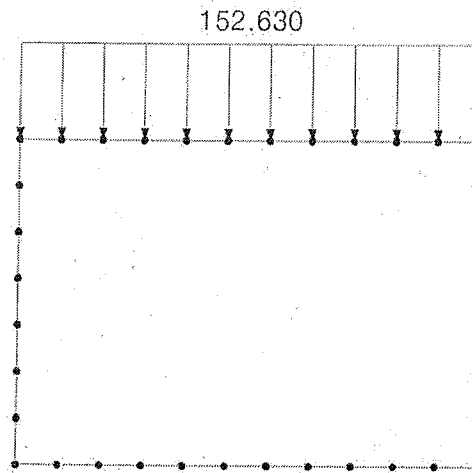
1) CASE1 - 구체자중 (SW)



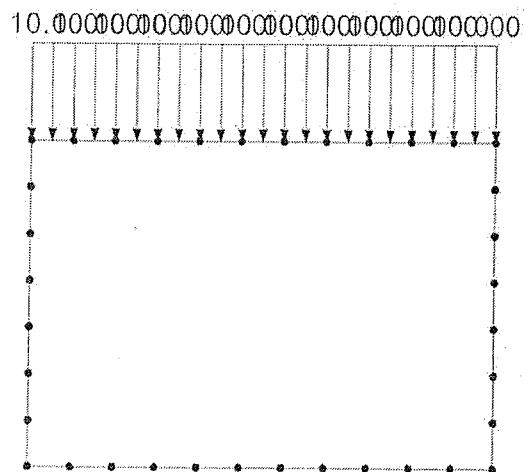
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無 (PAVE)



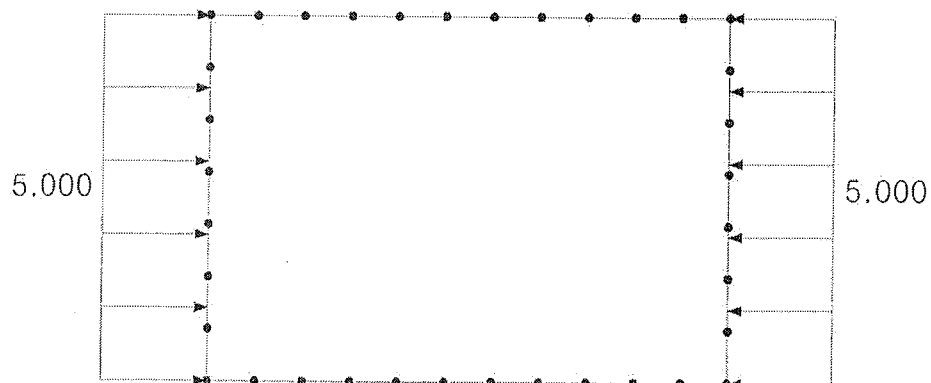
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有 (PAVEW)



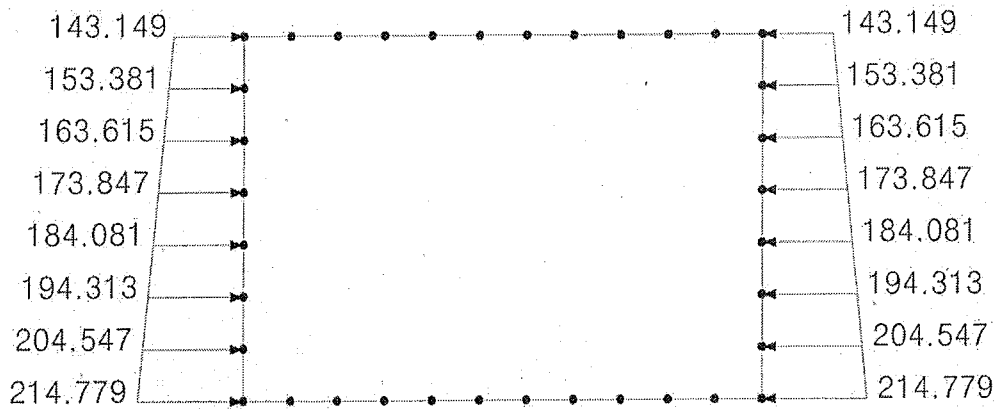
4) CASE4 - 만재활하중 (LIVEFU)



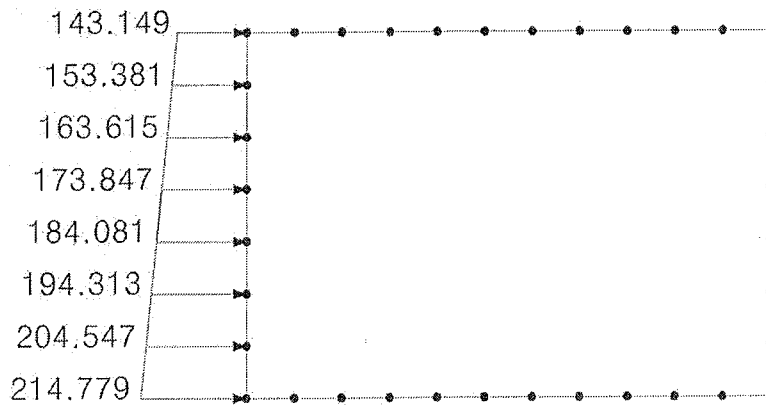
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중 (LIVEFUH)



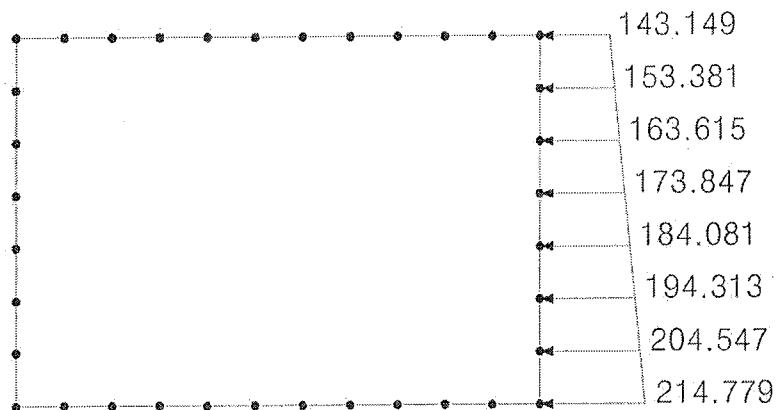
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(S0ILB)



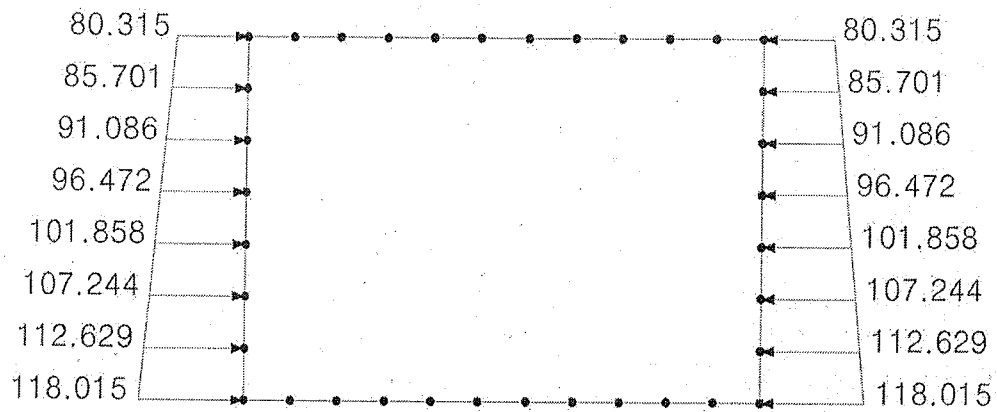
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(S0ILL)



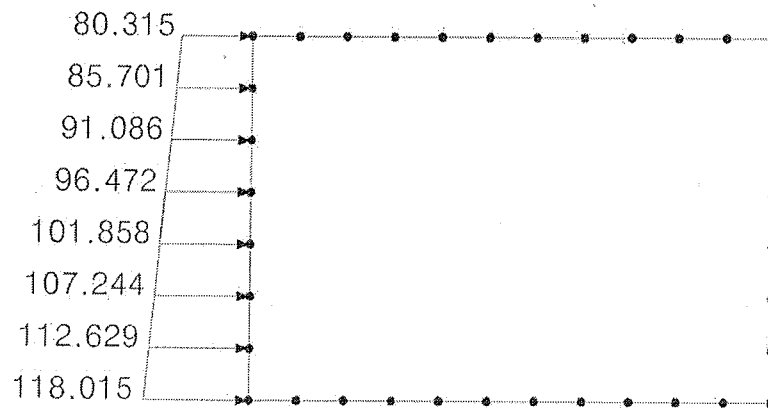
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(S0ILR)



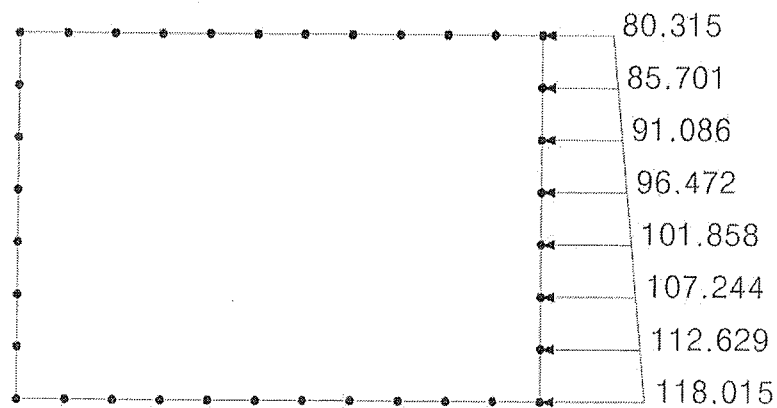
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(S01LBW)



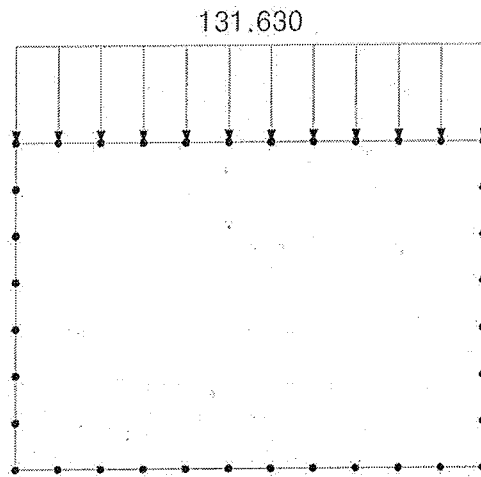
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(S01LLW)



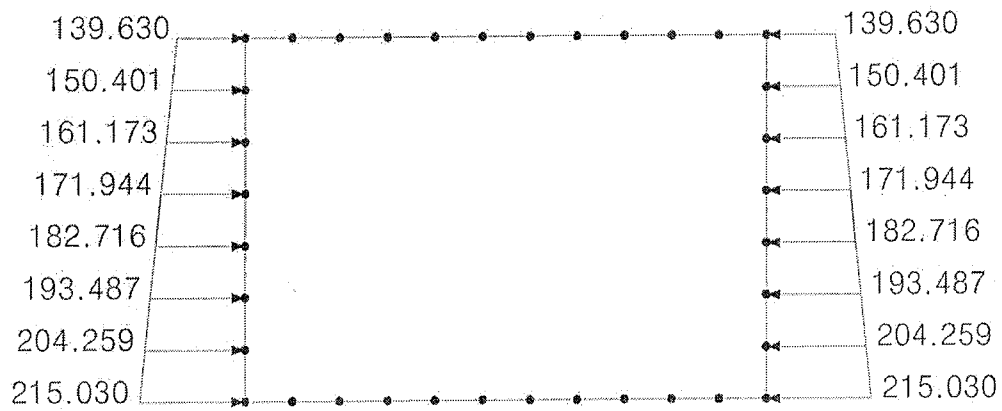
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(S01LRW)



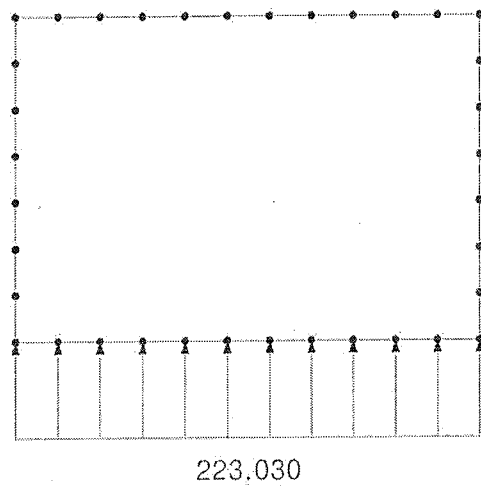
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



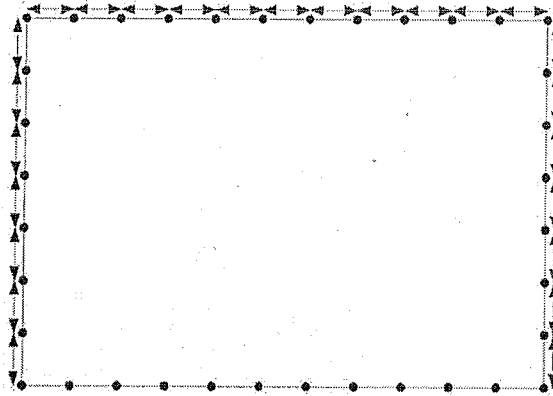
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



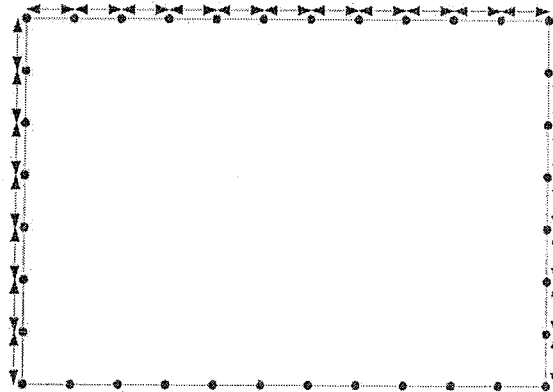
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



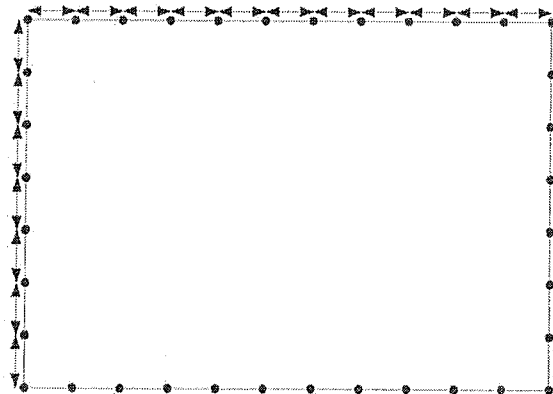
15) CASE15 - 온도변화(+) $+10^{\circ}\text{C}$ (TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10°C (TEMPMINU)

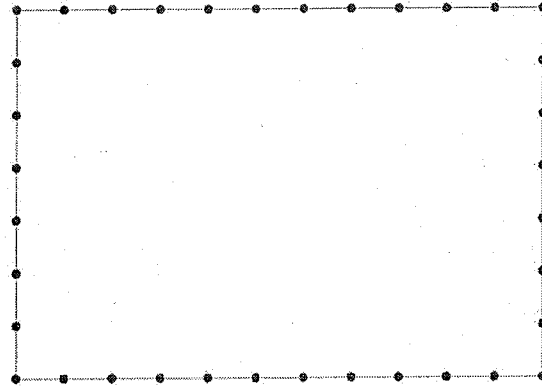


17) CASE17 - 건조수축 -15°C (SHRINK)

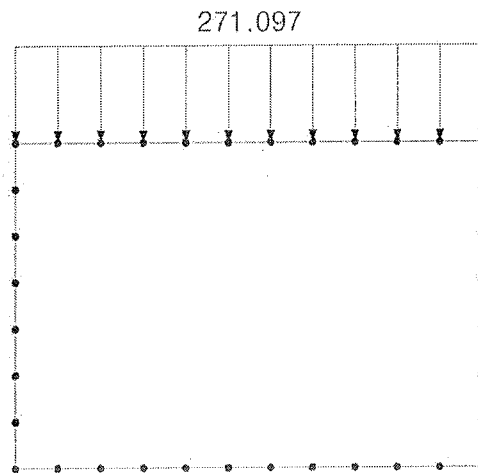


11. 하중 재하 (기능수행)

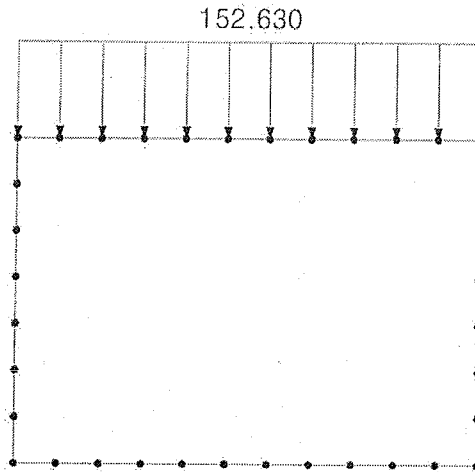
1) CASE1 - 구체자중(SW)



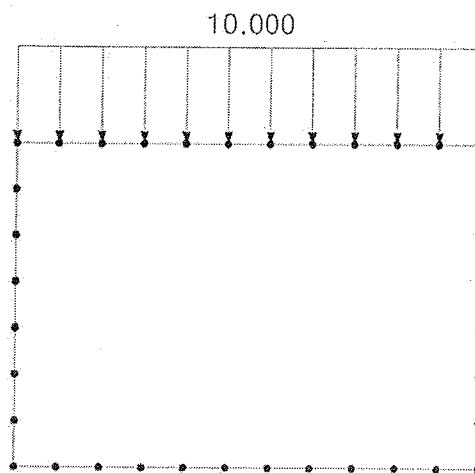
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



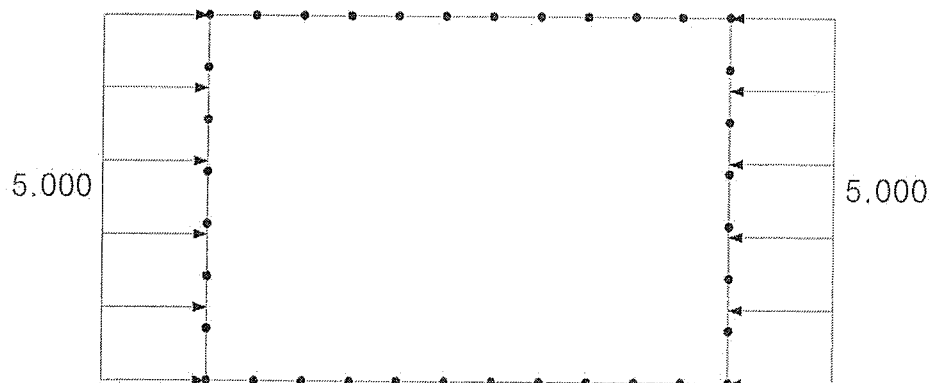
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有 (PAVEW)



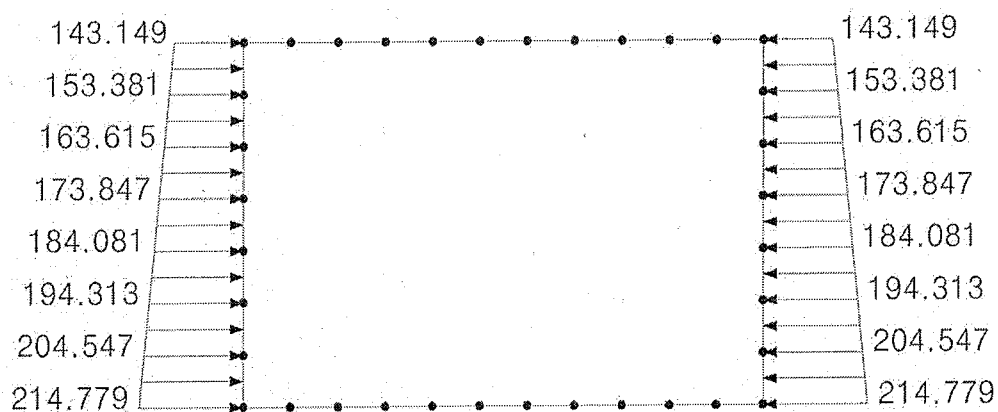
4) CASE4 - 지진시 만재활하중 (LIVEFUE)



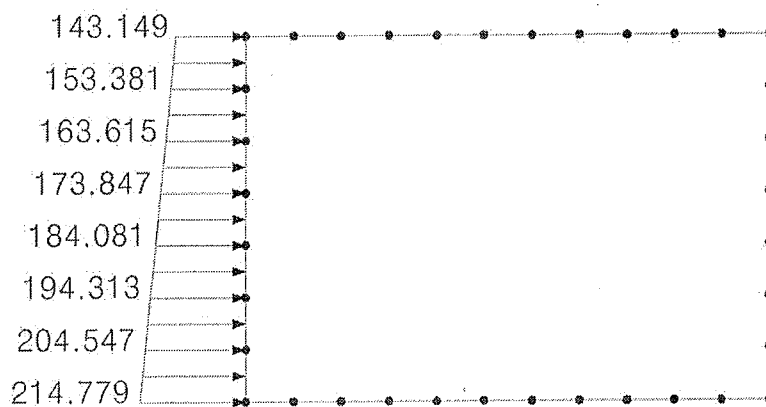
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중 (LIVEFUHE)



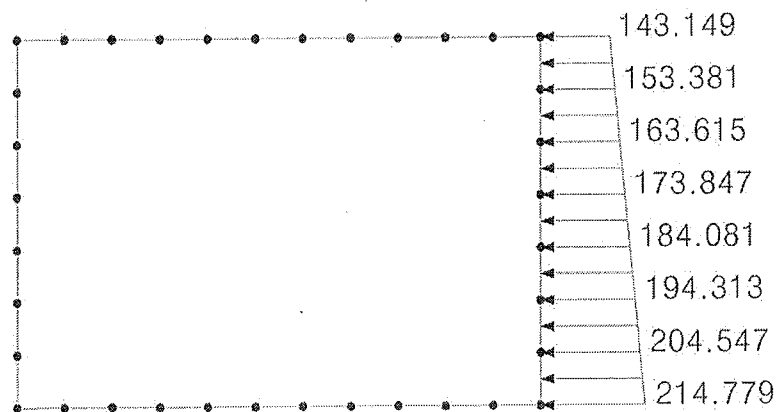
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(S01LBE2)



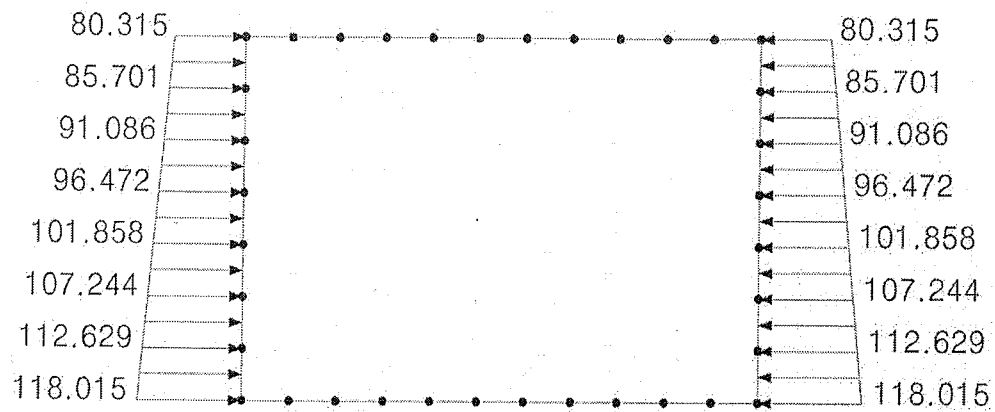
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(S01LLE2)



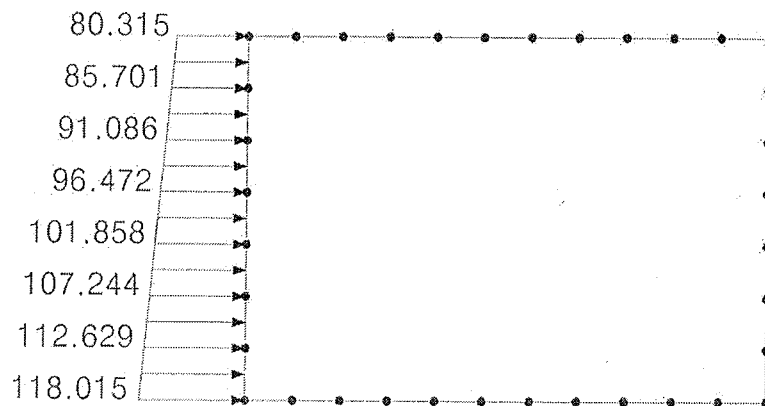
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(S01LRE2)



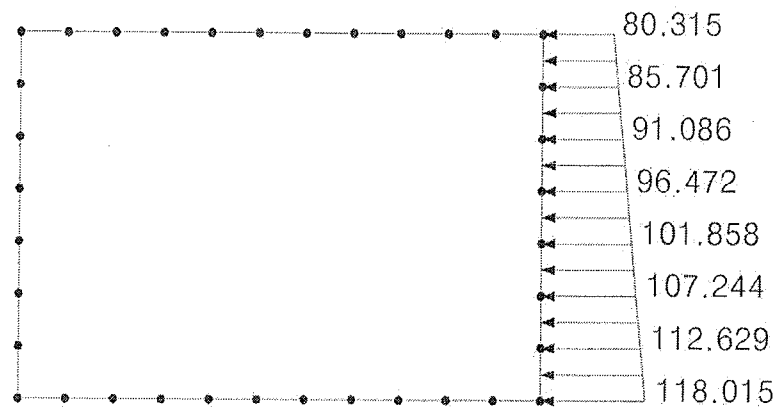
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(S01LBWE2)



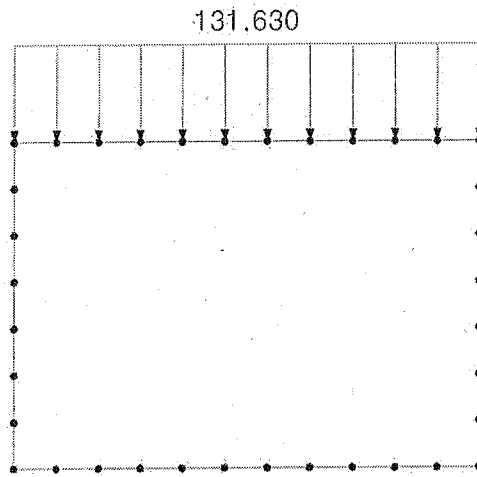
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(S01LLWE2)



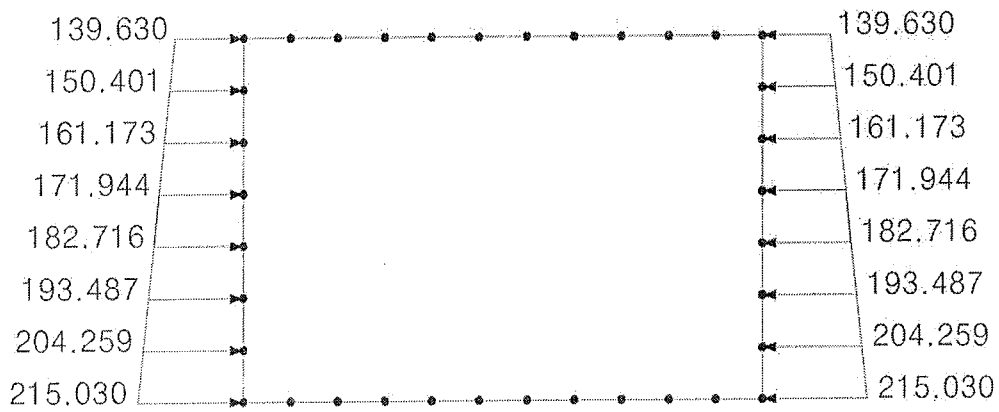
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(S01LRWE2)



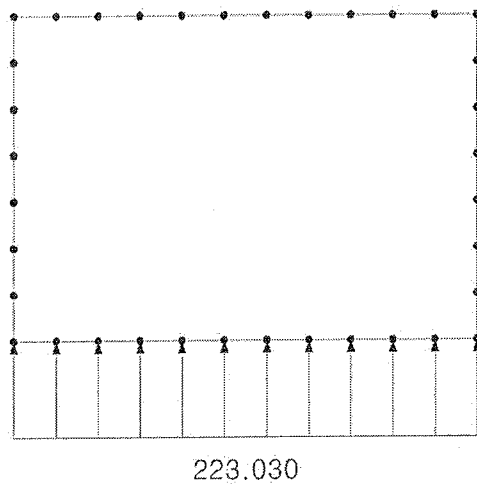
12) CASE12 - 연직수압 (WATERV)



13) CASE13 - 수평수압 (WATERH)

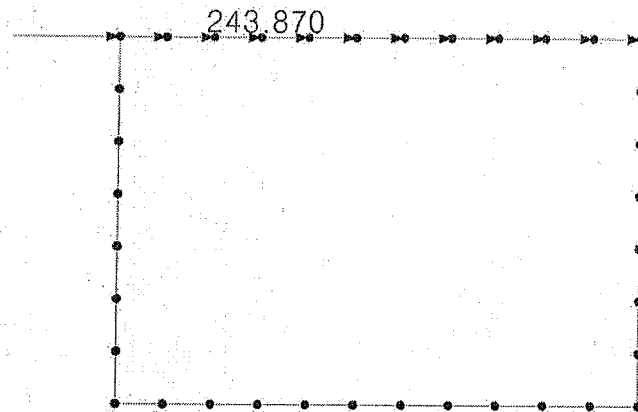


14) CASE14 - 부력 (BUOYANCY)

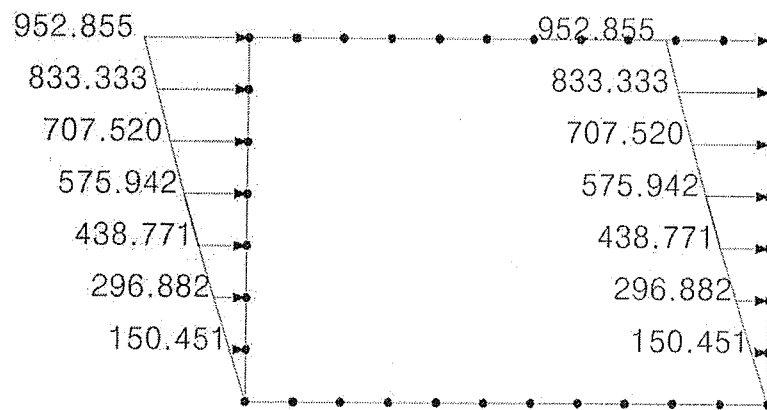


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

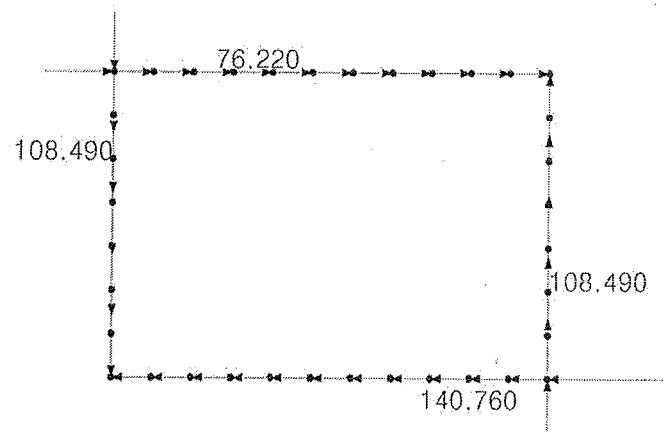
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



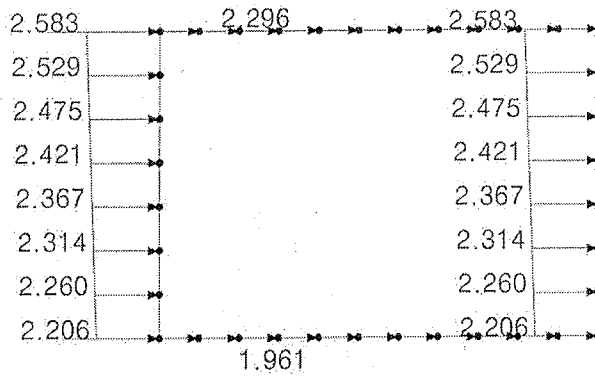
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

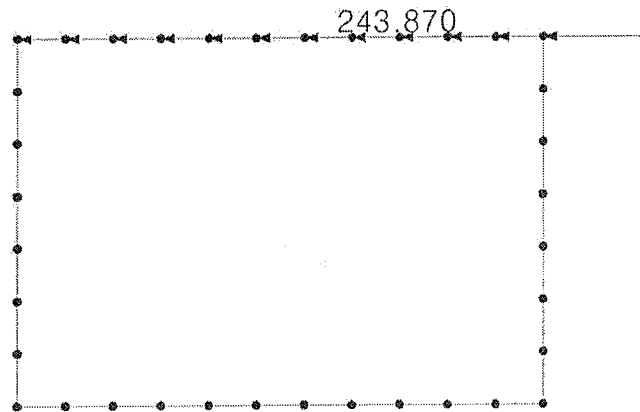


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

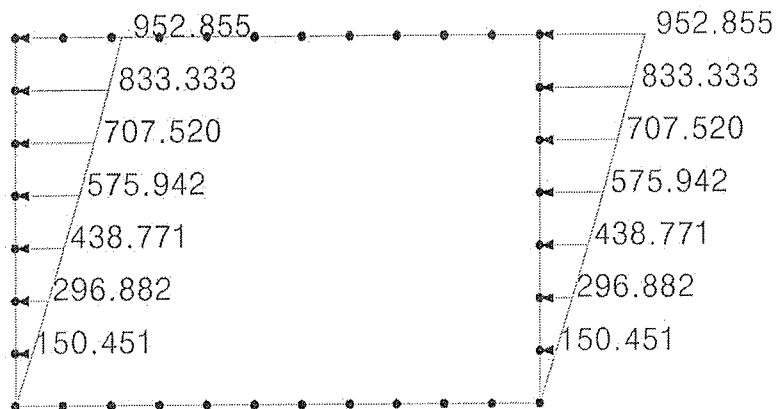


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

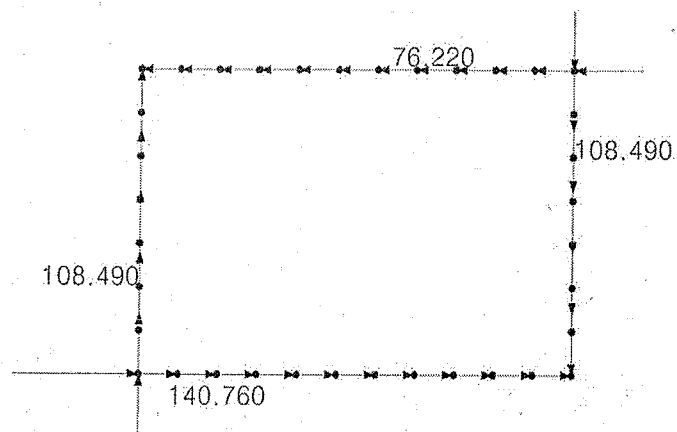
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



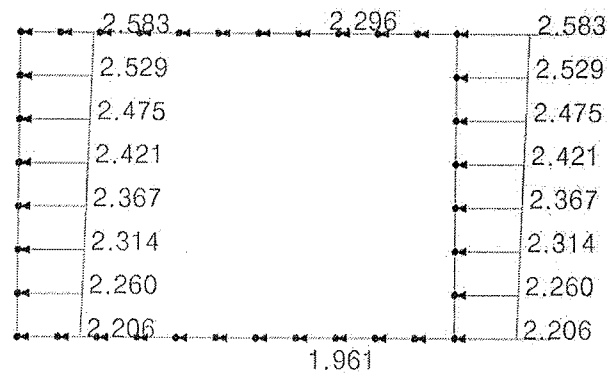
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

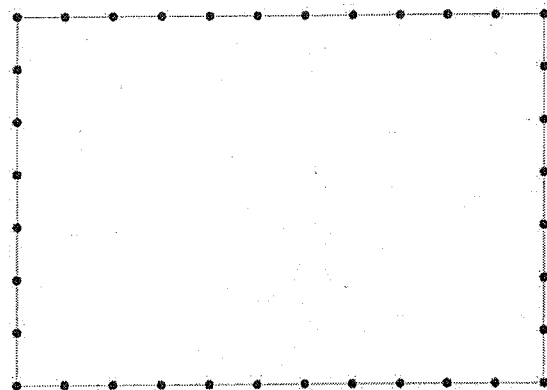


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

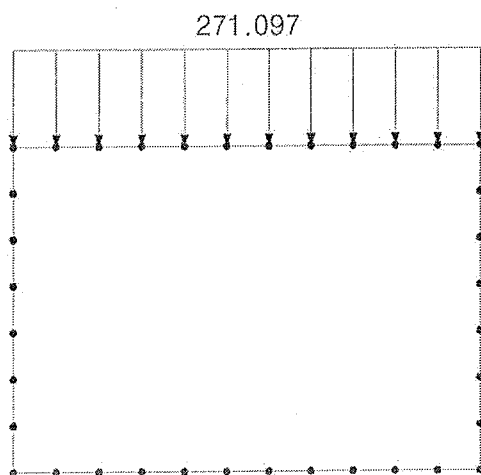


12. 하중 재하 (붕괴방지)

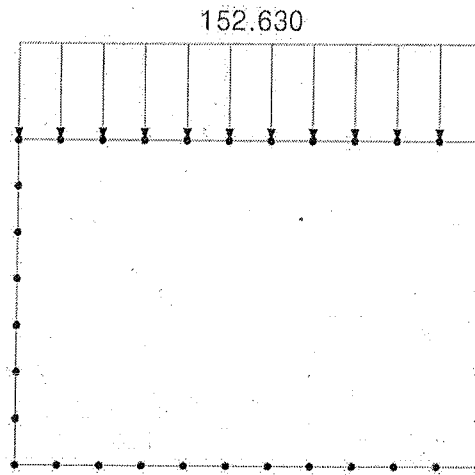
1) CASE1 - 구체자중(SW)



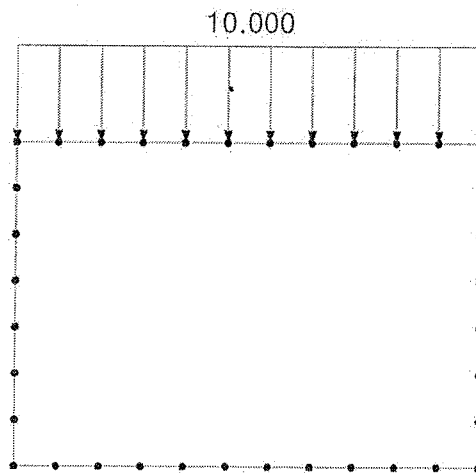
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



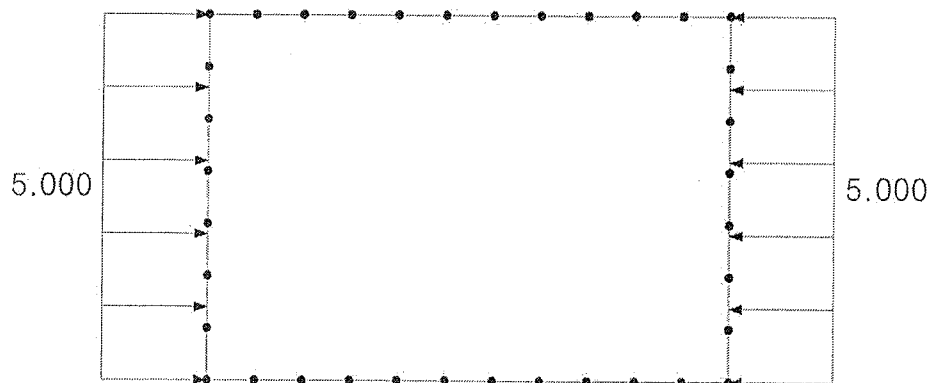
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



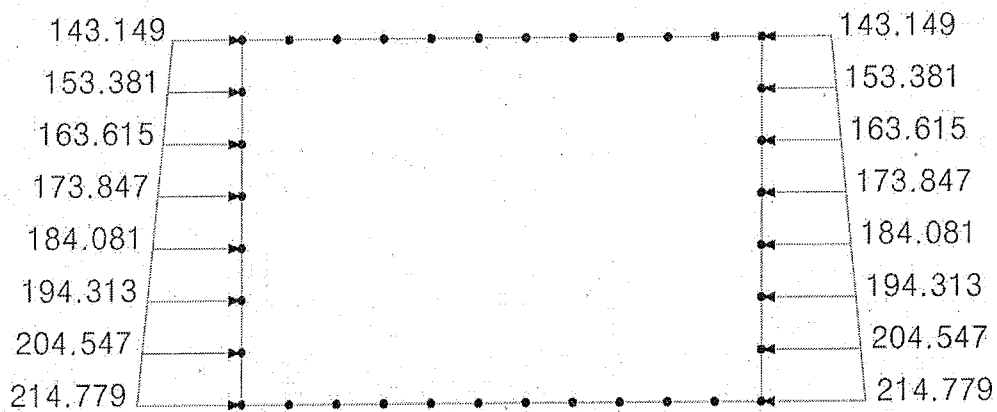
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



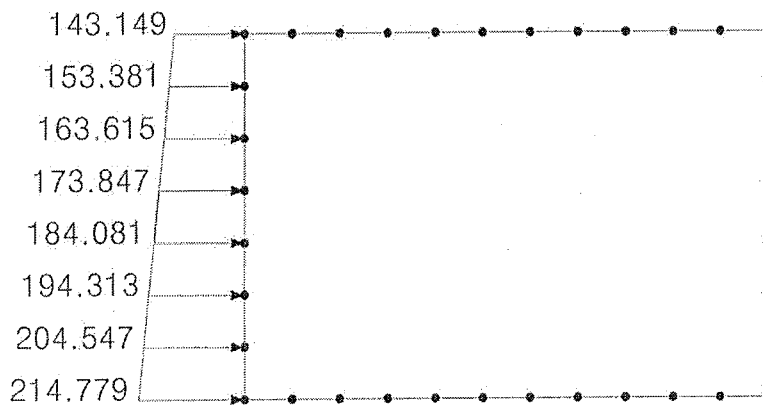
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



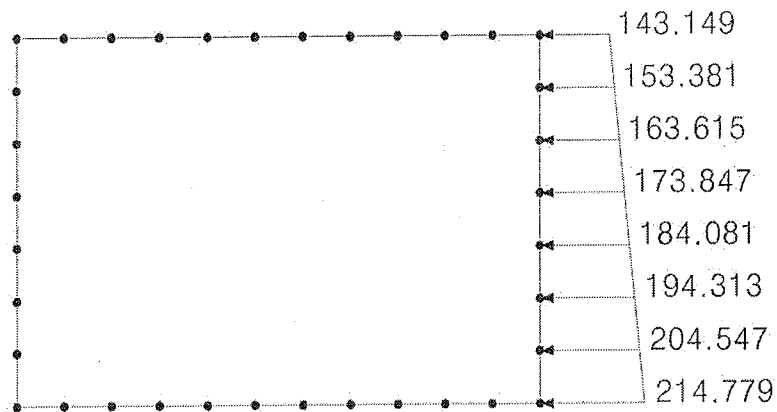
6) CASE6 - 지진시 양토압(S01LBE)



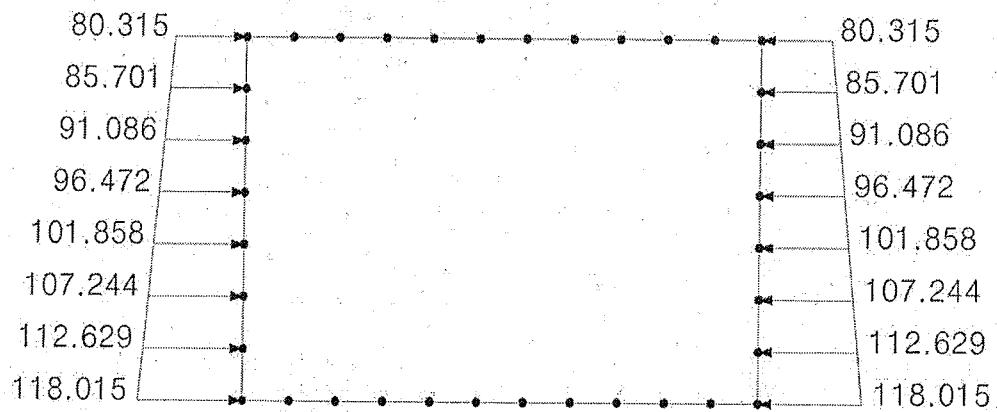
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(S01LLE)



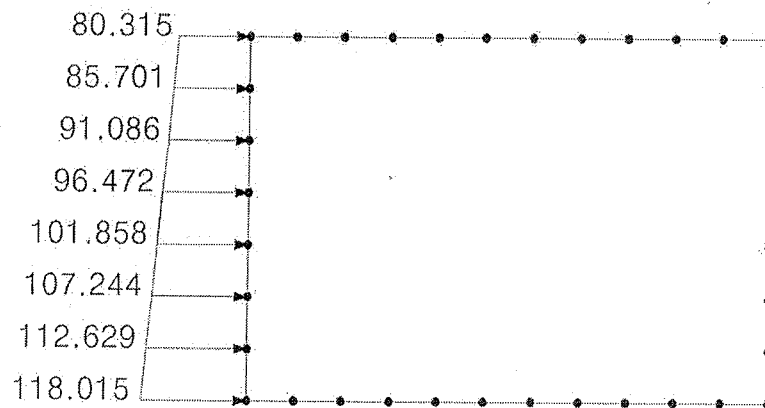
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(S01LRE)



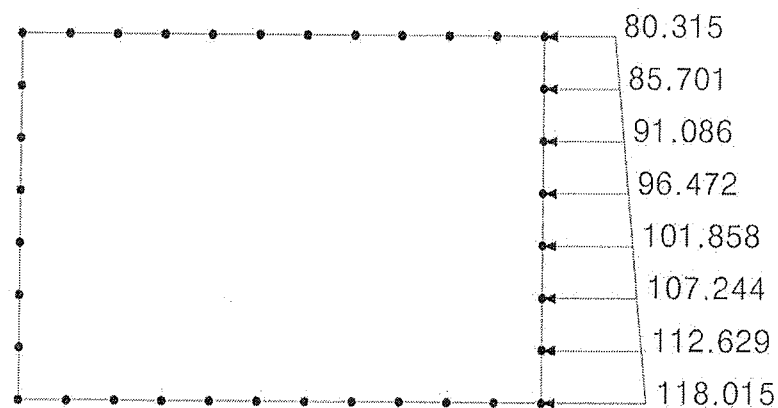
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



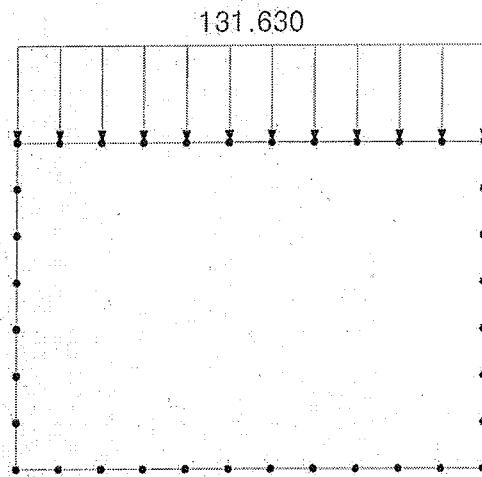
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



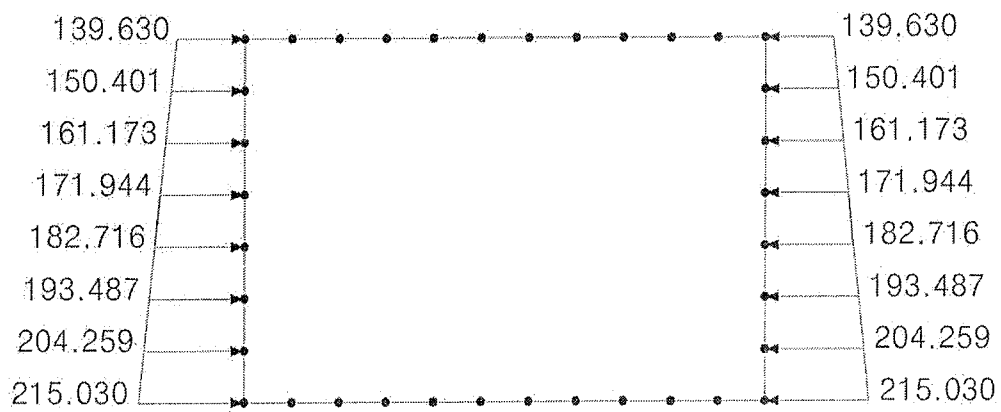
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



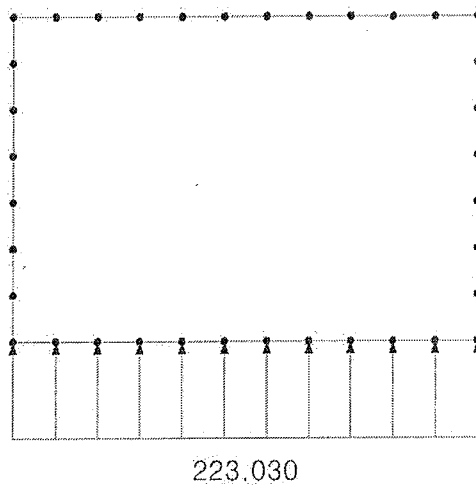
12) CASE12 - 연직수압 (WATERV)



13) CASE13 - 수평수압 (WATERH)

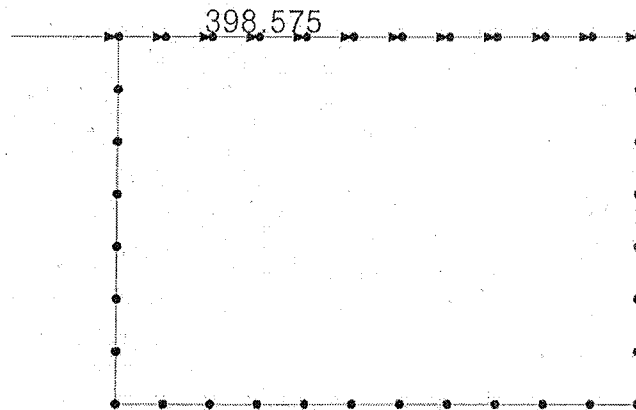


14) CASE14 - 부력 (BUOYANCY)

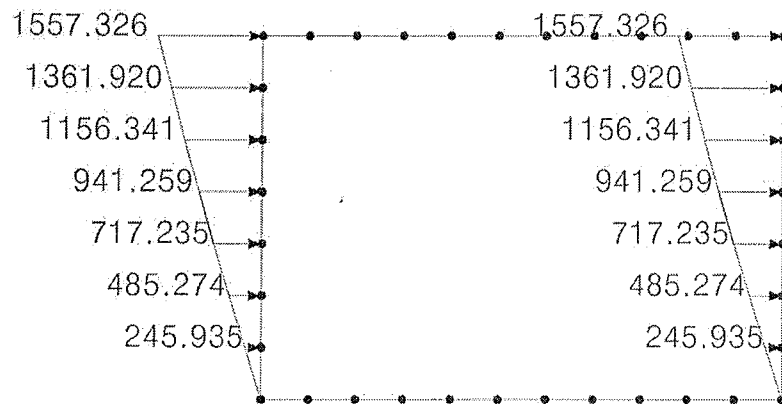


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

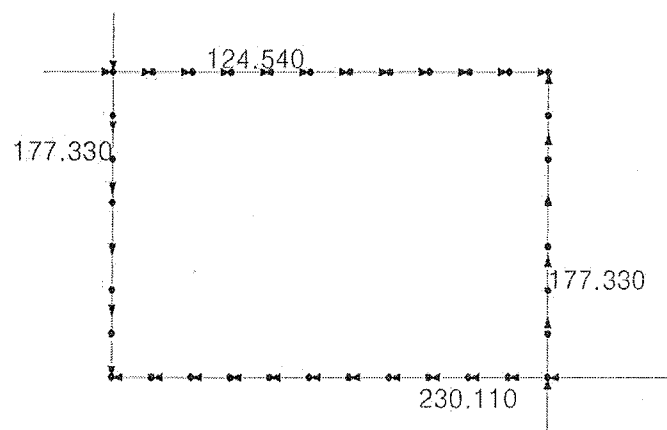
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



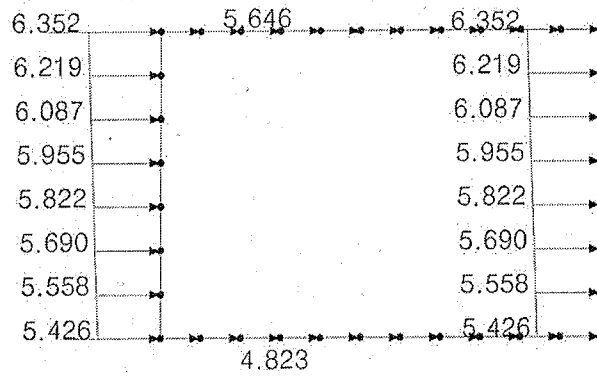
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주변전단력(붕괴방지)(COLMS)

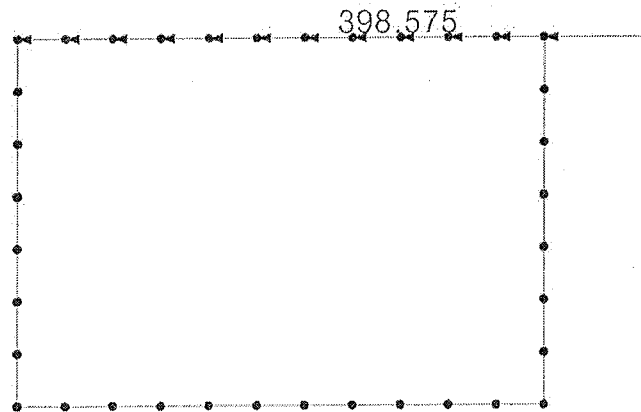


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

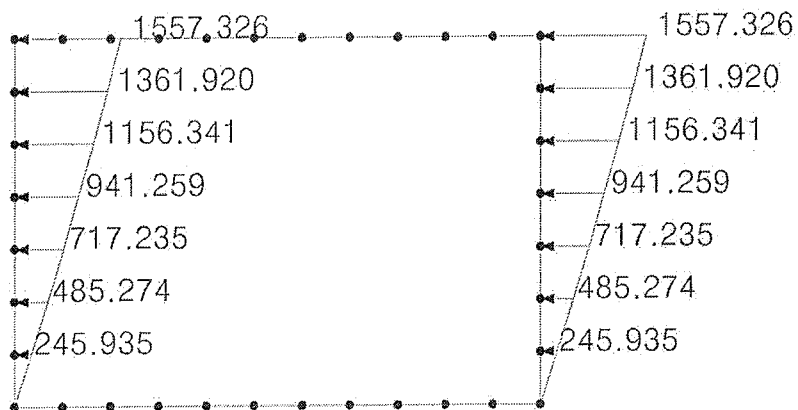


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

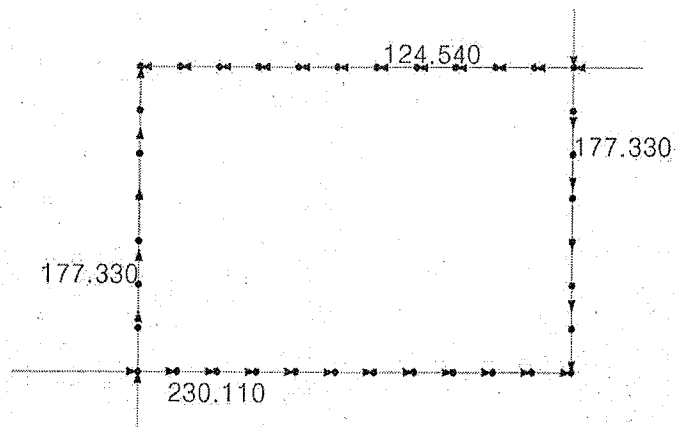
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



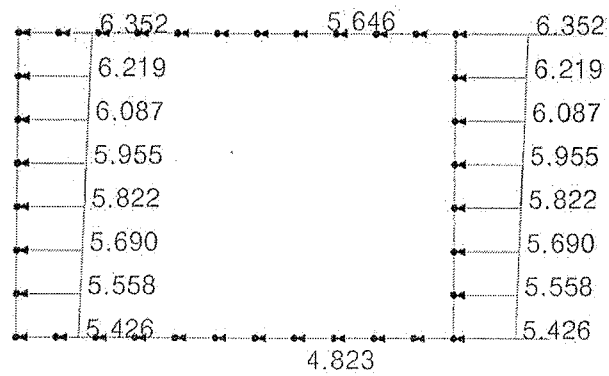
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



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

$h \leq 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.0$

$h > 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.05 - 0.025h (\geq 0.875) = 0.875$, $h = 14.163 \text{ m}$

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	1.200	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	●

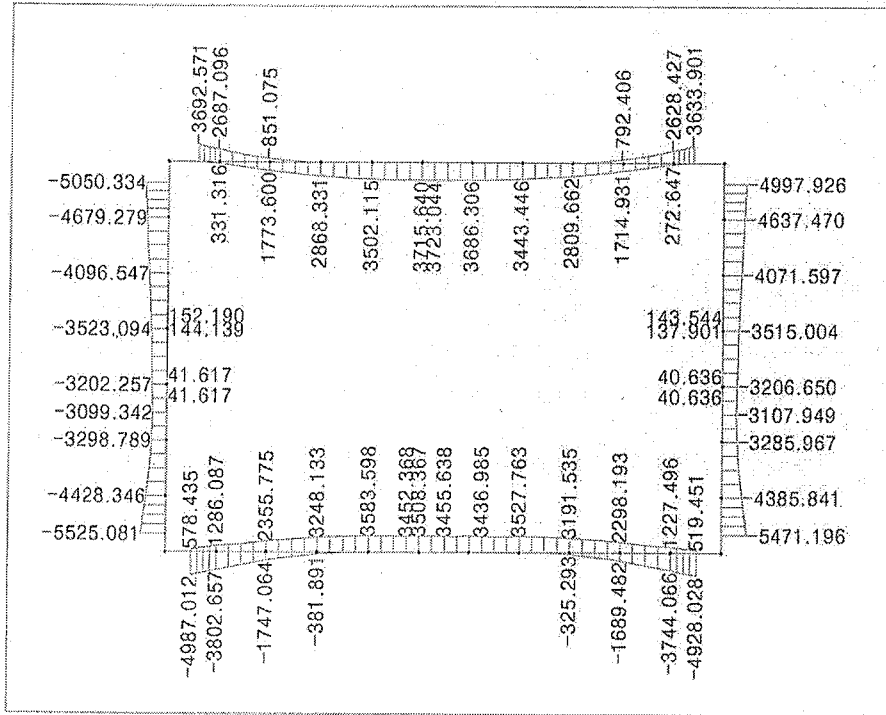
4) 지진시(기능수행수준)

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	●

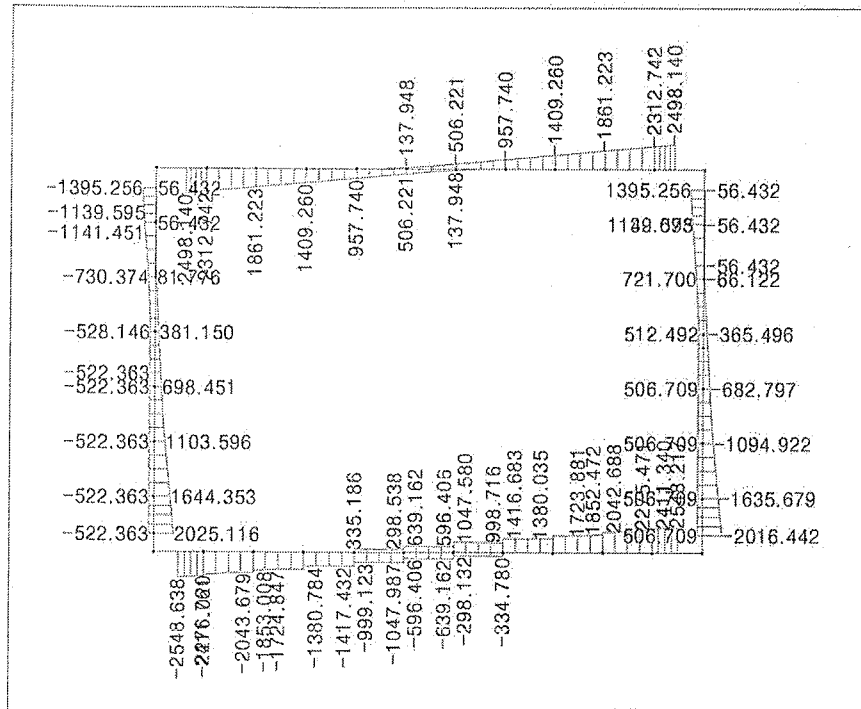
14. 단면력정리

14.1 상시

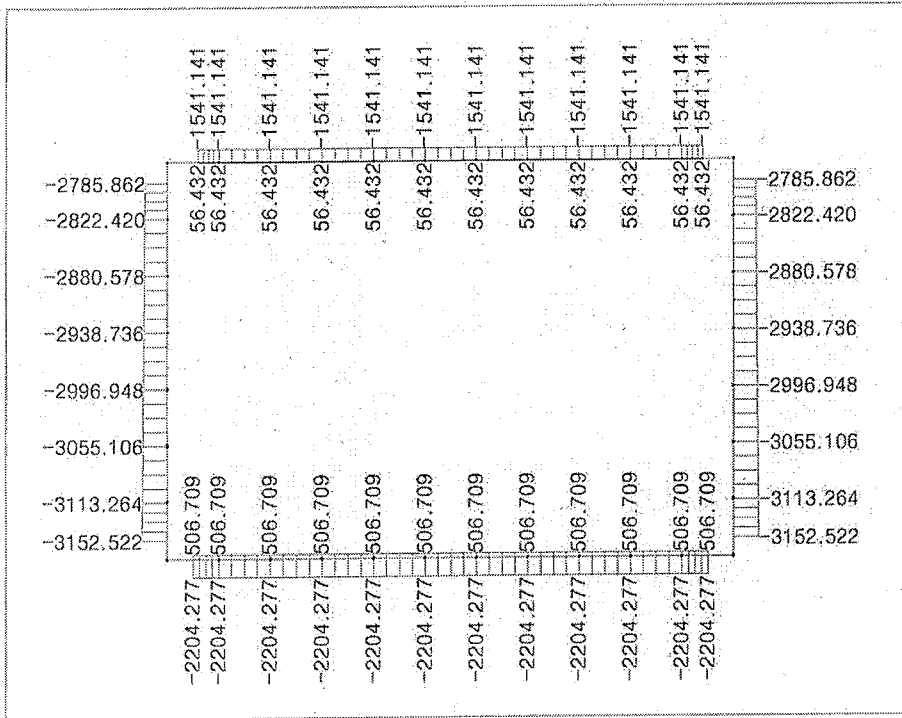
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



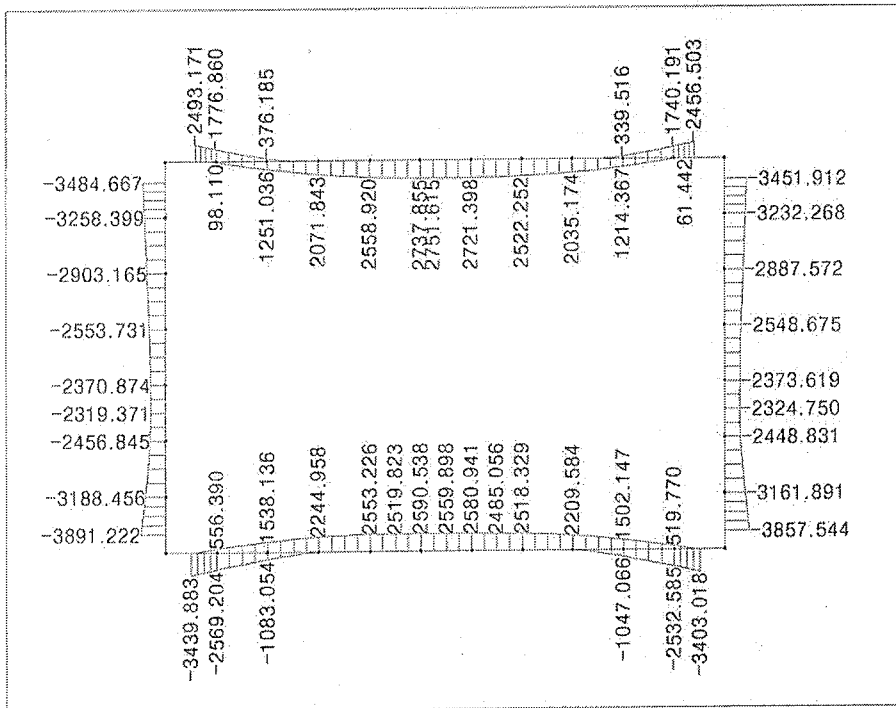
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

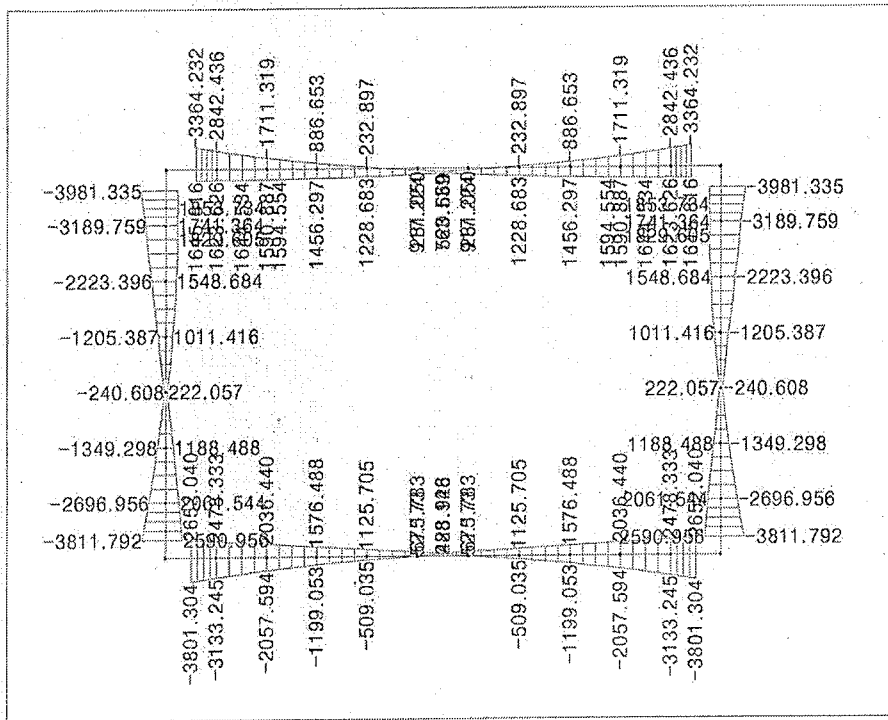


5) 단면력 정리

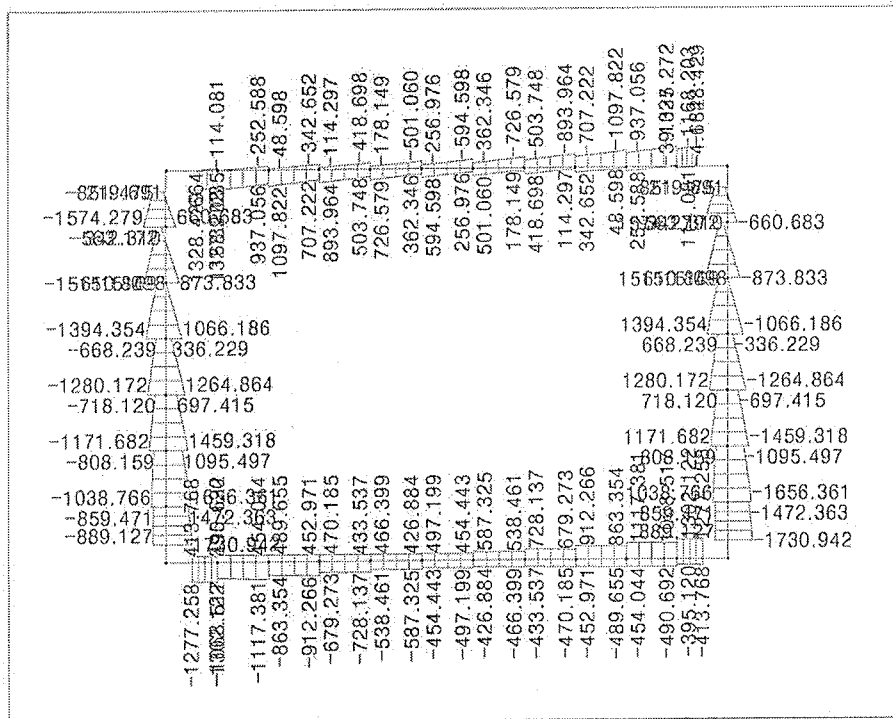
구분	위 치		계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고	
			모멘트	전단력	축력					
			kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	3692.57	1699.81	1541.14	2493.17	1000.00	1766.67	
		좌측 (하면)	2	0.00	1699.81	1541.14	0.00	1000.00	1600.00	
		중앙부	3	3723.04	393.34	1541.14	2751.62	1000.00	1600.00	
		우측 (상면)	4	3633.90	1699.81	1541.14	2456.50	1000.00	1766.67	
		우측 (하면)	5	0.00	1699.81	1541.14	0.00	1000.00	1600.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	578.44	1759.62	2204.28	0.00	1000.00	1600.00	
		좌측 (하면)	7	4987.01	1759.62	2204.28	3439.88	1000.00	1600.00	
		중앙부 (상면)	8	3583.60	1417.43	2204.28	2553.23	1000.00	1600.00	
		중앙부 (하면)	9	0.00	1417.43	2204.28	0.00	1000.00	1600.00	
		우측 (상면)	10	519.45	1758.90	2204.28	0.00	1000.00	1600.00	
		우측 (하면)	11	4928.03	1758.90	2204.28	3403.02	1000.00	1600.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	12	5050.33	529.13	2785.86	3484.67	1000.00	1966.67	
		상부 (내측)	13	0.00	529.13	2785.86	0.00	1000.00	1800.00	
		중앙부 (외측)	14	3202.26	930.24	2996.95	2370.87	1000.00	1800.00	
		중앙부 (내측)	15	41.62	930.24	2996.95	0.00	1000.00	1800.00	
		하부 (외측)	16	5525.08	1233.22	3152.52	3891.22	1000.00	1800.00	
		하부 (내측)	17	0.00	1233.22	3152.52	0.00	1000.00	1800.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	18	4997.93	513.47	2785.86	3451.91	1000.00	1966.67	
		상부 (내측)	19	0.00	513.47	2785.86	0.00	1000.00	1800.00	
		중앙부 (외측)	20	3206.65	930.86	2996.95	2373.62	1000.00	1800.00	
		중앙부 (내측)	21	40.64	930.86	2996.95	0.00	1000.00	1800.00	
		하부 (외측)	22	5471.20	1224.55	3152.52	3857.54	1000.00	1800.00	
		하부 (내측)	23	0.00	1224.55	3152.52	0.00	1000.00	1800.00	

14.2 지진시(기능수행)

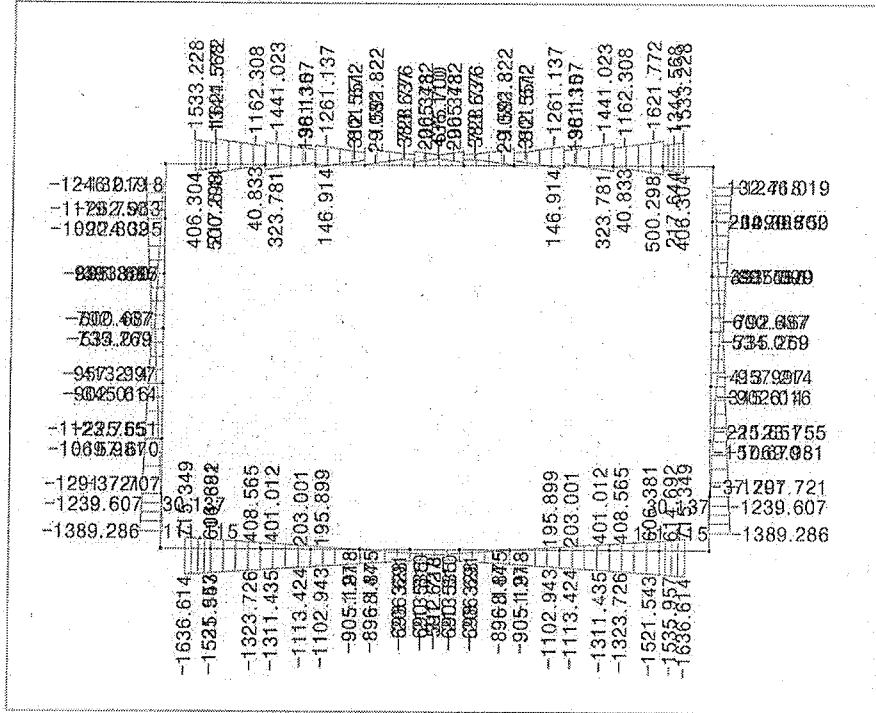
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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



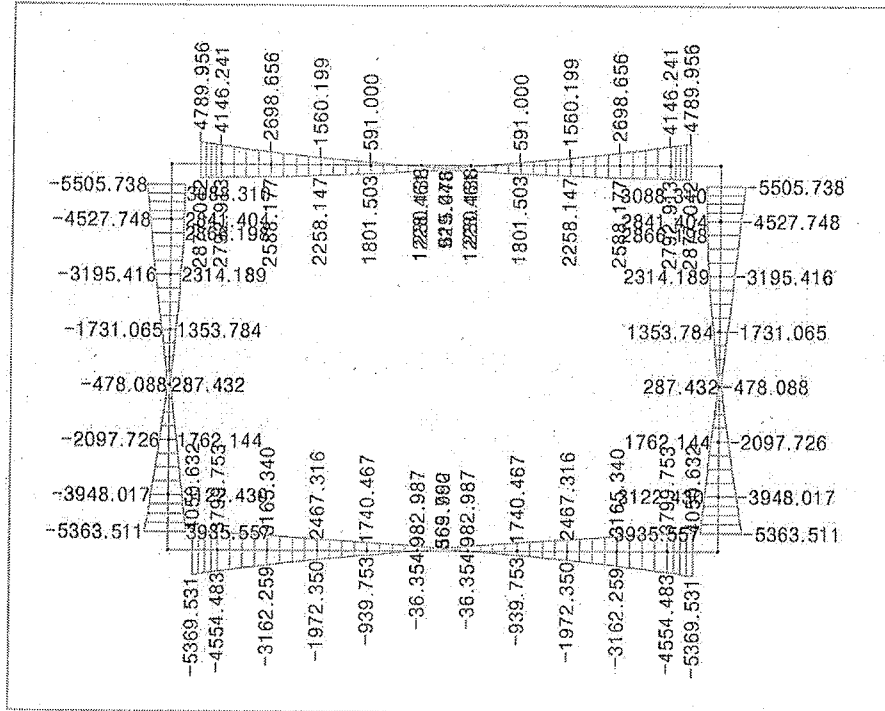
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	3364.23	958.32	1533.23	1000.00	1766.67	
		좌측 (하면)	2	1645.82	958.32	1533.23	1000.00	1600.00	
		중앙부	3	852.80	497.04	790.57	1000.00	1600.00	
		우측 (상면)	4	3364.23	958.32	1533.23	1000.00	1766.67	
		우측 (하면)	5	1645.82	958.32	1533.23	1000.00	1600.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	2652.04	880.82	1636.61	1000.00	1600.00	
		좌측 (하면)	7	3801.30	880.82	1636.61	1000.00	1600.00	
		중앙부 (상면)	8	1125.71	728.14	905.13	1000.00	1600.00	
		중앙부 (하면)	9	509.04	728.14	905.13	1000.00	1600.00	
		우측 (상면)	10	2652.04	880.82	1636.61	1000.00	1600.00	
		우측 (하면)	11	3801.30	880.82	1636.61	1000.00	1600.00	

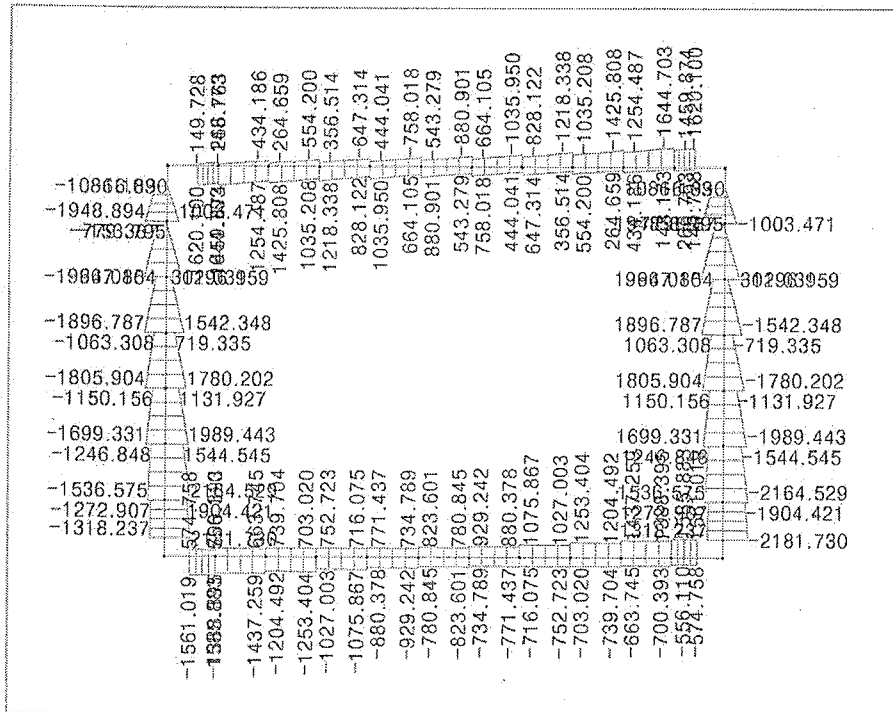
좌측 벽체	1층	상부 (외측)	12	3981.34	1314.15	1246.02	1000.00	1966.67	
		상부 (내측)	13	1813.55	1314.15	1246.02	1000.00	1800.00	
		중앙부 (외측)	14	240.61	1045.62	1038.09	1000.00	1800.00	
		중앙부 (내측)	15	222.06	1045.62	1038.09	1000.00	1800.00	
		하부 (외측)	16	3811.79	1251.82	1389.29	1000.00	1800.00	
		하부 (내측)	17	2590.96	1251.82	1389.29	1000.00	1800.00	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	18	3981.34	1314.15	1246.02	1000.00	1966.67	
		상부 (내측)	19	1813.55	1314.15	1246.02	1000.00	1800.00	
		중앙부 (외측)	20	240.61	1045.62	1038.09	1000.00	1800.00	
		중앙부 (내측)	21	222.06	1045.62	1038.09	1000.00	1800.00	
		하부 (외측)	22	3811.79	1251.82	1389.29	1000.00	1800.00	
		하부 (내측)	23	2590.96	1251.82	1389.29	1000.00	1800.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

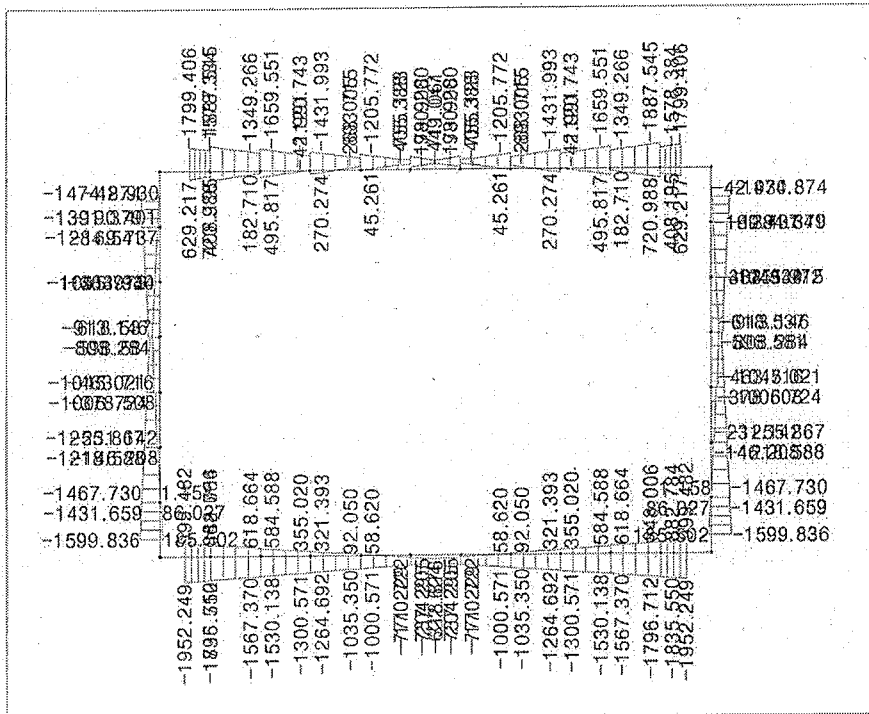
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	응답계수	전단력	축력				
			kN.m	kN.m	kN	kN	mm	mm		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	4789.96	1596.65	1286.31	1799.41	1000.00	1766.67	
		좌측 (하면)	2	2877.04	959.01	1286.31	1799.41	1000.00	1600.00	
		중앙부	3	1091.17	363.72	783.35	845.63	1000.00	1600.00	
		우측 (상면)	4	4789.96	1596.65	1286.31	1799.41	1000.00	1766.67	
		우측 (하면)	5	2877.04	959.01	1286.31	1799.41	1000.00	1600.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	4050.63	1350.21	1221.96	1952.25	1000.00	1600.00	
		좌측 (하면)	7	5369.53	1789.84	1221.96	1952.25	1000.00	1600.00	
		중앙부 (상면)	8	1740.47	580.16	1075.87	1035.35	1000.00	1600.00	
		중앙부 (하면)	9	939.75	313.25	1075.87	1035.35	1000.00	1600.00	
		우측 (상면)	10	4050.63	1350.21	1221.96	1952.25	1000.00	1600.00	
		우측 (하면)	11	5369.53	1789.84	1221.96	1952.25	1000.00	1600.00	

좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	12	5505.74	1835.25	1799.28	1474.87	1000.00	1966.67	
		상부 (내측)	13	3079.55	1026.52	1799.28	1474.87	1000.00	1800.00	
		중앙부 (외측)	14	478.09	159.36	1401.77	1218.13	1000.00	1800.00	
		중앙부 (내측)	15	287.43	95.81	1401.77	1218.13	1000.00	1800.00	
		하부 (외측)	16	5363.51	1787.84	1718.72	1599.84	1000.00	1800.00	
		하부 (내측)	17	3935.56	1311.85	1718.72	1599.84	1000.00	1800.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	18	5505.74	1835.25	1799.28	1474.87	1000.00	1966.67	
		상부 (내측)	19	3079.55	1026.52	1799.28	1474.87	1000.00	1800.00	
		중앙부 (외측)	20	478.09	159.36	1401.77	1218.13	1000.00	1800.00	
		중앙부 (내측)	21	287.43	95.81	1401.77	1218.13	1000.00	1800.00	
		하부 (외측)	22	5363.51	1787.84	1718.72	1599.84	1000.00	1800.00	
		하부 (내측)	23	3935.56	1311.85	1718.72	1599.84	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 (상면)	1	-3692.57	-	-1596.65	-3364.23	-3692.57	
		좌측 (하면)	2	-	-	959.01	1645.82	1645.82	
		중앙부	3	3723.04	-	363.72	852.80	3723.04	
		우측 (상면)	4	-3633.90	-	-1596.65	-3364.23	-3633.90	
		우측 (하면)	5	-	-	959.01	1645.82	1645.82	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	578.44	-	1350.21	2652.04	2652.04	
		좌측 (하면)	7	-4987.01	-	-1789.84	-3801.30	-4987.01	
		중앙부 (상면)	8	3583.60	-	580.16	1125.71	3583.60	
		중앙부 (하면)	9	-	-	-313.25	-509.04	-509.04	
		우측 (상면)	10	519.45	-	1350.21	2652.04	2652.04	
		우측 (하면)	11	-4928.03	-	-1789.84	-3801.30	-4928.03	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	12	-5050.33	-	-1835.25	-3981.34	-5050.33	
		상부 (내측)	13	-	-	1026.52	1813.55	1813.55	
		중앙부 (외측)	14	-3202.26	-	-159.36	-240.61	-3202.26	
		중앙부 (내측)	15	41.62	-	95.81	222.06	222.06	
		하부 (외측)	16	-5525.08	-	-1787.84	-3811.79	-5525.08	
		하부 (내측)	17	-	-	1311.85	2590.96	2590.96	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	18	-4997.93	-	-1835.25	-3981.34	-4997.93	
		상부 (내측)	19	-	-	1026.52	1813.55	1813.55	
		중앙부 (외측)	20	-3206.65	-	-159.36	-240.61	-3206.65	
		중앙부 (내측)	21	40.64	-	95.81	222.06	222.06	
		하부 (외측)	22	-5471.20	-	-1787.84	-3811.79	-5471.20	
		하부 (내측)	23	-	-	1311.85	2590.96	2590.96	

2) 전단력

(kN)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고	
			2D	3D	붕괴	기능			
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1699.81	-	1286.31	958.32	1699.81	
		좌측 (하면)	2	1699.81	-	1286.31	958.32	1699.81	
		중앙부	3	393.34	-	783.35	497.04	783.35	
		우측 (상면)	4	-1699.81	-	-1286.31	-958.32	-1699.81	
		우측 (하면)	5	-1699.81	-	-1286.31	-958.32	-1699.81	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-1759.62	-	-1221.96	-880.82	-1759.62	
		좌측 (하면)	7	-1759.62	-	-1221.96	-880.82	-1759.62	
		중앙부 (상면)	8	-1417.43	-	-1075.87	-728.14	-1417.43	
		중앙부 (하면)	9	-1417.43	-	-1075.87	-728.14	-1417.43	
		우측 (상면)	10	1758.90	-	1221.96	880.82	1758.90	
		우측 (하면)	11	1758.90	-	1221.96	880.82	1758.90	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	12	-529.13	-	-1799.28	-1314.15	-1799.28	
		상부 (내측)	13	-529.13	-	-1799.28	-1314.15	-1799.28	
		중앙부 (외측)	14	-930.24	-	-1401.77	-1045.62	-1401.77	
		중앙부 (내측)	15	-930.24	-	-1401.77	-1045.62	-1401.77	
		하부 (외측)	16	1233.22	-	1718.72	1251.82	1718.72	
		하부 (내측)	17	1233.22	-	1718.72	1251.82	1718.72	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	18	513.47	-	1799.28	1314.15	1799.28	
		상부 (내측)	19	513.47	-	1799.28	1314.15	1799.28	
		중앙부 (외측)	20	930.86	-	1401.77	1045.62	1401.77	
		중앙부 (내측)	21	930.86	-	1401.77	1045.62	1401.77	
		하부 (외측)	22	-1224.55	-	-1718.72	-1251.82	-1718.72	
		하부 (내측)	23	-1224.55	-	-1718.72	-1251.82	-1718.72	

3) 축력

(kN)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고	
			2D	3D	붕괴	기능			
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-1541.14	-	-1799.41	-1533.23	-1799.41	
		좌측 (하면)	2	-1541.14	-	-1799.41	-1533.23	-1799.41	
		중앙부	3	-1541.14	-	-845.63	-790.57	-1541.14	
		우측 (상면)	4	-1541.14	-	-1799.41	-1533.23	-1799.41	
		우측 (하면)	5	-1541.14	-	-1799.41	-1533.23	-1799.41	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-2204.28	-	-1952.25	-1636.61	-2204.28	
		좌측 (하면)	7	-2204.28	-	-1952.25	-1636.61	-2204.28	
		중앙부 (상면)	8	-2204.28	-	-1035.35	-905.13	-2204.28	
		중앙부 (하면)	9	-2204.28	-	-1035.35	-905.13	-2204.28	
		우측 (상면)	10	-2204.28	-	-1952.25	-1636.61	-2204.28	
		우측 (하면)	11	-2204.28	-	-1952.25	-1636.61	-2204.28	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	12	-2785.86	-	-1474.87	-1246.02	-2785.86	
		상부 (내측)	13	-2785.86	-	-1474.87	-1246.02	-2785.86	
		중앙부 (외측)	14	-2996.95	-	-1218.13	-1038.09	-2996.95	
		중앙부 (내측)	15	-2996.95	-	-1218.13	-1038.09	-2996.95	
		하부 (외측)	16	-3152.52	-	-1599.84	-1389.29	-3152.52	
		하부 (내측)	17	-3152.52	-	-1599.84	-1389.29	-3152.52	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	18	-2785.86	-	-1474.87	-1246.02	-2785.86	
		상부 (내측)	19	-2785.86	-	-1474.87	-1246.02	-2785.86	
		중앙부 (외측)	20	-2996.95	-	-1218.13	-1038.09	-2996.95	
		중앙부 (내측)	21	-2996.95	-	-1218.13	-1038.09	-2996.95	
		하부 (외측)	22	-3152.52	-	-1599.84	-1389.29	-3152.52	
		하부 (내측)	23	-3152.52	-	-1599.84	-1389.29	-3152.52	

4) 사용모멘트

(kN.m)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고
			2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-2493.17	-	-	-2493.17	
		좌측 (하면)	2	-	-	-	-	
		중앙부	3	2751.62	-	-	2751.62	
		우측 (상면)	4	-2456.50	-	-	-2456.50	
		우측 (하면)	5	-	-	-	-	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	7	-3439.88	-	-	-3439.88	
		중앙부 (상면)	8	2553.23	-	-	2553.23	
		중앙부 (하면)	9	-	-	-	-	
		우측 (상면)	10	-	-	-	-	
		우측 (하면)	11	-3403.02	-	-	-3403.02	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	12	-3484.67	-	-	-3484.67	
		상부 (내측)	13	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	14	-2370.87	-	-	-2370.87	
		중앙부 (내측)	15	-	-	-	-	
		하부 (외측)	16	-3891.22	-	-	-3891.22	
		하부 (내측)	17	-	-	-	-	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	18	-3451.91	-	-	-3451.91	
		상부 (내측)	19	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	20	-2373.62	-	-	-2373.62	
		중앙부 (내측)	21	-	-	-	-	
		하부 (외측)	22	-3857.54	-	-	-3857.54	
		하부 (내측)	23	-	-	-	-	

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 (상면)	1	1000	1623	3692.57	4821.04	6953.04	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9192.80	1.31
		좌측 (하면)	1	1000	1520	1645.82	2577.68	3243.86	H29 - 8.0EA	5139.20	1.57
		중앙부	2	1000	1470	3723.04	4824.12	7810.74	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.30
		우측 (상면)	3	1000	1623	3633.90	4821.04	6838.19	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9192.80	1.33
		우측 (하면)	3	1000	1520	1645.82	2577.68	3243.86	H29 - 8.0EA	5139.20	1.57
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1000	1520	2652.04	3551.24	5287.21	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.34
		좌측 (하면)	4	1000	1450	4987.01	5786.21	10819.14	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.16
		중앙부 (상면)	5	1000	1476	3583.60	4362.62	7470.94	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9192.80	1.22
		중앙부 (하면)	5	1000	1500	509.04	1590.27	1003.96	H32 - 4.0EA	3176.80	3.12
		우측 (상면)	6	1000	1520	2652.04	3551.24	5287.21	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.34
		우측 (하면)	6	1000	1450	4928.03	5786.21	10681.75	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.17
좌측벽체	1층	상부 (외측)	7	1000	1823	5050.33	9522.61	-	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	11133.20	1.89
		상부 (내측)	7	1000	1720	1813.55	8626.80	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	11133.20	4.76
		중앙부 (외측)	8	1000	1657	3202.26	9259.25	-	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	9090.80	2.89
		중앙부 (내측)	8	1000	1720	222.06	2077.28	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	9090.80	9.36
		하부 (외측)	9	1000	1650	5525.08	10456.04	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	14647.60	1.89
		하부 (내측)	9	1000	1720	2590.96	6514.40	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	14647.60	2.51
우측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	1823	4997.93	9576.33	-	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	11133.20	1.92
		상부 (내측)	10	1000	1720	1813.55	8626.80	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	11133.20	4.76
		중앙부 (외측)	11	1000	1657	3206.65	9251.49	-	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	9090.80	2.88
		중앙부 (내측)	11	1000	1720	222.06	2077.28	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	9090.80	9.36
		하부 (외측)	12	1000	1650	5471.20	10493.87	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	14647.60	1.92
		하부 (내측)	12	1000	1720	2590.96	6514.40	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	14647.60	2.51

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦV_c	V_u	ΦV_n	다리수	req'd A_s	BAR	s	use'd A_s	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm ²		mm	mm ²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	945.6	1699.8	2102.21	2.00	259.00	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	2	954.8	783.3	1538.68	2.00	-	H16	300	397.20	0.K
		우측	3	945.6	1699.8	2102.21	2.00	259.00	H16	150	397.20	0.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	958.6	1759.6	2131.09	2.00	271.35	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	5	958.6	1417.4	1544.86	2.00	310.86	H16	300	397.20	0.K
		우측	6	958.6	1758.9	2131.09	2.00	271.11	H16	150	397.20	0.K
좌측벽체	1층	상부	7	1194.4	1799.3	2509.89	2.00	182.63	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	8	1204.0	1401.8	2520.10	2.00	59.68	H16	150	397.20	0.K
		하부	9	1205.8	1718.7	2516.54	2.00	155.44	H16	150	397.20	0.K
우측벽체	1층	상부	10	1194.4	1799.3	2509.89	2.00	182.63	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	11	1204.0	1401.8	2520.10	2.00	59.68	H16	150	397.20	0.K
		하부	12	1205.8	1718.7	2516.54	2.00	155.44	H16	150	397.20	0.K

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1766.67	1622.57	100.00	3692.57	1699.81

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 9192.800 \times 400.00 = 3677120.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 160.223 \text{ mm, } c = 160.223 / \beta_1 = 160.223 / 0.85 = 188.498 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1666.67 - 188.498) / 188.498 = 0.02353$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad (1)$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad (2)$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 6953.043 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 144.1 mm), [사용률 = 1.322]

$$1\text{단} : H29 - 8.0 \text{ EA } (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H25 - 8.0 \text{ EA } (= 4053.6 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00567$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족. } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 160.223 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 9192.800 \times 400 \times (1622.57 - a/2) = 4821.038 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 3692.571 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.306]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1455.90 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1455.90 = 945.638 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1699.807 \text{ kN}) \therefore \text{전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1699.807 - 945.638) \times 150.00 / (400 \times 1455.90 \times \phi) \times 1000 = 259.004 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1455.90 / 150.00 \times 1000 = 1542.094 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1455.90 / 1000 = 5043.402 \text{ kN} \geq 1542.094 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1260.850 + 1542.094) = 2102.208 \text{ kN} \geq 1699.807 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 설계조건

$f_{ck} = 27\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	$M_u(\text{kN} \cdot \text{m})$	$V_u(\text{kN})$
1000.0	1600.0	1520.0	80.0	1645.816	1699.807

② 휨검토

■ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5139.200 \times 400.00 = 2055680.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 89.572 \text{ mm, } c = 89.572 / \beta_1 = 105.379 \text{ mm,}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (1520 - 105.379) / 105.379 = 0.0403$$

$$\epsilon_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면 } \phi = 0.850 \text{ 를 적용한다.}$$

■ 필요철근량 산정

$$\text{Req } A_s = M_u / (0.85 \times f_y \times (d - a / 2)) = 3243.856 \text{ mm}^2$$

$$a = \{0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 1.7 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times M_u)}\} / (0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b) = 55.506 \text{ mm}$$

■ 사용철근량

$$\text{Use } A_s = \text{H29 @ 250.0mm} + \text{H29 @ 250.0mm} = 5139.2 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, P_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$P_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi_f (f_{ck} / f_y) \times \{6000 / (6000 + f_y)\} = 0.0209$$

$$P_{\text{use}} = A_s / bd = 0.0034$$

$$4/3 P_{\text{req}} < P_{\text{use}} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore - \text{O.K.} -$$

■ 휨에 대한 검토

$$\phi M_n = 0.85 \times 5139.2 \times 400 \times (1520.0 - a / 2) = 2577.683 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 89.572 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (1645.816 \text{ kN} \cdot \text{m}) [\text{안전률 1.566}] \therefore - \text{O.K.} -$$

③ 전단검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1520.0 = 987.269 \text{ kN}$$

$$< V_u (=1699.807 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1699.807 - 987.269) \times 150 / (400 \times 1520 \times \phi) \times 1000 = 234.388 \text{ kN}$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16 - 2 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.20 \times 400.00 \times 1520.00 / 150.00 \times 1000 = 1609.984 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000 \times 1520 \times 1000 = 5265.434 \text{ kN} \geq 1609.984 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$S = 150.00 < 760 \text{ (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2)} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1316.359 + 1609.984) = 2194.757 \text{ kN} \geq 1699.807 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

■ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1470.00	80.00	3723.04	783.35

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 10278.400 \times 400.00 = 4111360.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 179.144 \text{ mm, } c = 179.144 / \beta_1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1520.00 - 210.758) / 210.758 = 0.01864$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 7810.739 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 1.316]

$$1\text{단} : H29 - 8.0 \text{ EA} (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 8.0 \text{ EA} (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00699$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 179.144 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 10278.400 \times 400 \times (1470.00 - a/2) = 4824.121 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 3723.044 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.296]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1470.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1470.00 = 954.793 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 783.347 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	II보(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1766.67	1622.57	100.00	3633.90	1699.81

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 9192.800 \times 400.00 = 3677120.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 160.223 \text{ mm, } c = 160.223 / \beta_1 = 160.223 / 0.85 = 188.498 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1666.67 - 188.498) / 188.498 = 0.02353$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 6838.187 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 144.1 mm), [사용률 = 1.344]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00567$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 160.223 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 9192.800 \times 400 \times (1622.57 - a/2) = 4821.038 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 3633.901 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.327]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 1455.90 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1455.90 = 945.638 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1699.807 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1699.807 - 945.638) \times 150.00 / (400 \times 1455.90 \times \phi) \times 1000 = 259.004 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1455.90 / 150.00 \times 1000 = 1542.094 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1455.90 / 1000 = 5043.402 \text{ kN} \geq 1542.094 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1260.850 + 1542.094) = 2102.208 \text{ kN} \geq 1699.807 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

④ 설계조건

$f_{ck} = 27\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	1600.0	1520.0	80.0	1645.816	1699.807

② 휨검토

■ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5139.200 \times 400.00 = 2055680.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 89.572 \text{ mm, } c = 89.572 / \beta_1 = 105.379 \text{ mm,}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (1520 - 105.379) / 105.379 = 0.0403$$

$$\epsilon_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면 } \phi = 0.850 \text{ 를 적용한다.}$$

■ 필요철근량 산정

$$\text{Req } A_s = M_u / (0.85 \times f_y \times (d - a / 2)) = 3243.856 \text{ mm}^2$$

$$a = \{0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 1.7 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times M_u)} / (0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b) = 55.506 \text{ mm}$$

■ 사용철근량

$$\text{Use } A_s = H29 @ 250.0\text{mm} + H29 @ 250.0\text{mm} = 5139.2 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, P_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$P_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi_f (f_{ck} / f_y) \times \{6000 / (6000 + f_y)\} = 0.0209$$

$$P_{use} = A_s / b d = 0.0034$$

$$4/3 P_{req} < P_{use} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore - \text{O.K.} -$$

■ 휨에 대한 검토

$$\phi M_n = 0.85 \times 5139.2 \times 400 \times (1520.0 - a / 2) = 2577.683 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 89.572 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (1,645.816 \text{ kN} \cdot \text{m}) \text{ [안전률 1.566]} \therefore - \text{O.K.} -$$

③ 전단검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1520.0 = 987.269 \text{ kN}$$

$$< V_u (=1,699.807 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1,699.807 - 987.269) \times 150 / (400 \times 1520 \times \phi) \times 1000 = 234.388 \text{ kN}$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16 - 2 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.20 \times 400.00 \times 1520.00 / 150.00 \times 1000 = 1609.984 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000 \times 1520 \times 1000 = 5265.434 \text{ kN} \geq 1,609.984 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$S = 150.00 < 760 \text{ (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2)} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1316.359 + 1609.984) = 2194.757 \text{ kN} \geq 1699.807 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 설계조건

$f_{ck} = 27\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	1600.0	1520.0	80.0	2652.040	1759.615

② 휨검토

■ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 7166.000 \times 400.00 = 2866400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 124.898 \text{ mm, } c = 124.898 / \beta_1 = 146.938 \text{ mm,}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (1520 - 146.938) / 146.938 = 0.0280$$

$$\epsilon_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면 } \phi = 0.850 \text{ 를 적용한다.}$$

■ 필요철근량 산정

$$\text{Req } A_s = M_u / (0.85 \times f_y \times (d - a / 2)) = 5287.213 \text{ mm}^2$$

$$a = \{0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{(0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 1.7 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times M_u}\} / (0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b) = 89.441 \text{ mm}$$

■ 사용철근량

$$\text{Use } A_s = H29 @ 125.0\text{mm} + H25 @ 250.0\text{mm} = 7166.0 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, P_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$P_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{6000 / (6000 + f_y)\} = 0.0209$$

$$P_{use} = A_s / bd = 0.0047$$

$$\therefore P_{max} \geq P_{use} \geq P_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore - \text{O.K.} -$$

■ 휨에 대한 검토

$$\phi M_n = 0.85 \times 7166 \times 400 \times (1520.0 - a / 2) = 3551.236 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 124.898 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (2652.040 \text{ kN} \cdot \text{m}) [\text{안전률 } 1.339] \therefore - \text{O.K.} -$$

③ 전단검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1520.0 = 987.269 \text{ kN}$$

$$< V_u (=1759.615 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1759.615 - 987.269) \times 150 / (400 \times 1520 \times \phi) \times 1000 = 254.061 \text{ kN}$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16 - 2 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.20 \times 400.00 \times 1520.00 / 150.00 \times 1000 = 1609.984 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000 \times 1520 \times 1000 = 5265.434 \text{ kN} \geq 1609.984 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$S = 150.00 < 760 \text{ (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2)} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1316.359 + 1609.984) = 2194.757 \text{ kN} \geq 1759.615 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1450.00	100.00	4987.01	1759.62

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 12707.200 \times 400.00 = 5082880.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 221.476 \text{ mm, } c = 221.476 / \beta_1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1500.00 - 260.560) / 260.560 = 0.01427$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 10819.145 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.175]

$$1\text{단} : H32 - 8.0 \text{ EA } (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H32 - 8.0 \text{ EA } (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00876$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 221.476 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 12707.200 \times 400 \times (1450.00 - a/2) = 5786.211 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 4987.012 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.160]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 1450.00 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1450.00 = 941.803 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1759.615 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1759.615 - 941.803) \times 150.00 / (400 \times 1450.00 \times \phi) \times 1000 = 282.004 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1450.00 / 150.00 \times 1000 = 1535.840 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1450.00 / 1000 = 5022.947 \text{ kN} \geq 1535.840 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1255.737 + 1535.840) = 2093.683 \text{ kN} \geq 1759.615 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부_상면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1475.91	80.00	3583.60	1417.43

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 9192.800 \times 400.00 = 3677120.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 160.223 \text{ mm, } c = 160.223 / \beta_1 = 160.223 / 0.85 = 188.498 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1520.00 - 188.498) / 188.498 = 0.02119$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 7470.943 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9192.8 mm^2 (철근도심 : 124.1 mm), [사용률 = 1.230]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm^2)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00623$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 160.223 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 9192.800 \times 400 \times (1475.90 - a/2) = 4362.624 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 3583.598 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.217]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1475.90 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1475.90 = 958.628 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1417.432 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1417.432 - 958.628) \times 300.00 / (400 \times 1475.90 \times \Phi) \times 1000 = 310.863 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)}$$

$$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1475.90 / 300.00 \times 1000 = 781.639 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1475.90 / 1000 = 5112.684 \text{ kN} \geq 781.639 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi V_n = 0.75 \times (1278.171 + 781.639) = 1544.857 \text{ kN} \geq 1417.432 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부_하면

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1500.00	100.00	509.04	1417.43

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3176.800 \times 400.00 = 1270720.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 55.369 \text{ mm, } c = 55.369 / \beta_1 = 55.369 / 0.85 = 65.140 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1500.00 - 65.140) / 65.140 = 0.06608$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1003.964 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3176.8 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.164]

1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00212$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 55.369 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 3176.800 \times 400 \times (1500.00 - a/2) = 1590.266 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 509.035 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 3.124]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1500.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1500.00 = 974.279 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1417.432 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1417.432 - 974.279) \times 300.00 / (400 \times 1500.00 \times \Phi) \times 1000 = 295.436 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)}$$

$$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1500.00 / 300.00 \times 1000 = 794.400 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1500.00 / 1000 = 5196.152 \text{ kN} \geq 794.400 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi V_n = 0.75 \times (1299.038 + 794.400) = 1570.079 \text{ kN} \geq 1417.432 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

① 설계조건

$f_{ck} = 27\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	1600.0	1520.0	80.0	2652.040	1758.896

② 휨검토

■ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 7166.000 \times 400.00 = 2866400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 124.898 \text{ mm, } c = 124.898 / \beta_1 = 146.938 \text{ mm,}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (1520 - 146.938) / 146.938 = 0.0280$$

$$\epsilon_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면 } \phi = 0.850 \text{ 를 적용한다.}$$

■ 필요철근량 산정

$$\text{Req } A_s = M_u / (0.85 \times f_y \times (d - a / 2)) = 5287.213 \text{ mm}^2$$

$$a = \{0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{(0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 1.7 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times M_u}\} / (0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b) = 89.441 \text{ mm}$$

■ 사용철근량

$$\text{Use } A_s = \text{H29 @ 125.0mm} + \text{H25 @ 250.0mm} = 7166.0 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, P_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$P_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{6000 / (6000 + f_y)\} = 0.0209$$

$$P_{\text{use}} = A_s / b d = 0.0047$$

$$\therefore P_{\max} \geq P_{\text{use}} \geq P_{\min} \rightarrow \text{철근비 만족,}$$

∴ - O.K -

■ 휨에 대한 검토

$$\phi M_n = 0.85 \times 7166 \times 400 \times (1520.0 - a / 2) = 3551.236 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 124.898 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (2,652.040 \text{ kN} \cdot \text{m}) [\text{안전률 } 1.339]$$

∴ - O.K -

③ 전단검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1520.0 = 987.269 \text{ kN}$$

$$< V_u (=1,758.896 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1,758.896 - 987.269) \times 150 / (400 \times 1520 \times \phi) \times 1000 = 253.825 \text{ kN}$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16 - 2 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.20 \times 400.00 \times 1520.00 / 150.00 \times 1000 = 1609.984 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000 \times 1520 \times 1000 = 5265.434 \text{ kN} \geq 1,609.984 \text{ kN} \therefore - \text{O.K} -$$

$$S = 150.00 < 760 \text{ (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2)} \therefore - \text{O.K} -$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1316.359 + 1609.984) : 2194.757 \text{ kN} \geq 1758.896 \text{ kN} \therefore - \text{O.K} -$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1600.00	1450.00	100.00	4928.03	1758.90

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 12707.200 \times 400.00 = 5082880.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 221.476 \text{ mm, } c = 221.476 / \beta_1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1500.00 - 260.560) / 260.560 = 0.01427$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 10681.747 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm) . [사용률 = 1.190]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00876$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 221.476 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 12707.200 \times 400 \times (1450.00 - a/2) = 5786.211 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 4928.028 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.174]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 1450.00 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1450.00 = 941.803 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1758.896 \text{ kN}) \text{ , 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1758.896 - 941.803) \times 150.00 / (400 \times 1450.00 \times \phi) \times 1000 = 281.756 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1450.00 / 150.00 \times 1000 = 1535.840 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1450.00 / 1000 = 5022.947 \text{ kN} \geq 1535.840 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1255.737 + 1535.840) = 2093.683 \text{ kN} \geq 1758.896 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	파복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,967	100	1,823	2785.862	5050.334	1812.8

㉡ 철근비 검토

$A_s = 9192.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 144.10 mm), 1단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H25- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 1940.400 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0057) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉢ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1966.7 \times 1000.0 = 45135000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 3677120.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 776160.0 \text{ N}$

$X_p = (45135000.0 \times 983.33 + 3677120.0 \times 144.095 + 776160.0 \times 1886.667) / 49588280.0$
 $= 935.240 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1093.54 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 929.51 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 929511.357 = 21332.286 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 731.628 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 3677.120 \text{ kN}$

$P_b = 21332.286 + 731.628 - 3677.120 = 18386.793 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 566.671 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 15693.605 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 853.526 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1812.844 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 467.79 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 397.62 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 397617.644 = 9125.325 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 731.628 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 3677.120 \text{ kN}$

$P_n = 9125.325 + 731.628 - 3677.120 = 6179.833 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 736.432 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 11203.130 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1812.853)| = 0.0090 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 1966.67 - 100.00 = 1866.67 \text{ mm}$

$c = 467.785 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 397.618 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1866.67 - 467.79) / 467.79 = 0.00897$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉥ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 39466.218 \text{ kN} \geq P_n = 6179.833 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 6179.833 = 5252.858 \text{ kN} \geq P_u = 2785.862 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.813 = 9522.613 \text{ kN.m} \geq M_u = 5050.334 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉦ 전단에 대한 검토 ($d = 1655.90 \text{ mm}$)

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1655.90} = 1194.443 \text{ kN}$

$< V_u (= 1799.280 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1799.280 - 1194.443) \times 150.00 / (400.0 \times 1655.90 \times \Phi) = 182.630 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 397.200 \text{ mm}^2$ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1655.90 / 150.00 = 1753.934 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1655.90 = 5736.222 \text{ kN} \geq 1753.934 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi V_n = 0.75 \times (1592.590 + 1753.934) = 2509.893 \text{ kN} \geq 1799.280 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	파복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,800	80	1,720	2785.862	1813.553	651

㉟ 철근비 검토

$A_s = 1940.400 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 9192.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 144.10 mm), 1단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H25- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0062) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㊱ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1800.0 \times 1000.0 = 41310000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 776160.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 3677120.0 \text{ N}$

$X_p = (41310000.0 \times 900.00 + 776160.0 \times 80.000 + 3677120.0 \times 1655.905) / 45763280.0$
 $= 946.830 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1032.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 877.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 877200.000 = 20131.740 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 3466.145 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 776.160 \text{ kN}$

$P_b = 20131.740 + 3466.145 - 776.160 = 22821.725 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 414.570 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 11476.567 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 502.879 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 650.985 \text{ mm}$)

㊲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 710.06 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 603.55 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 603552.399 = 13851.528 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 3466.145 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 776.160 \text{ kN}$

$P_n = 13851.528 + 3466.145 - 776.160 = 16541.513 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 645.054 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 10768.198 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 650.980)| = 0.0042 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㊳ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 1800.00 - 80.00 = 1720.000 \text{ mm}$

$c = 710.062 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 603.552 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1720.00 - 710.06) / 710.06 = 0.00427$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\phi = 0.80$ 를 적용한다.

$\phi = 0.650 + (0.0043 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.801$

㊴ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 36406.218 \text{ kN} \geq P_n = 16541.513 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.80 \times 16541.513 = 13251.929 \text{ kN} \geq P_u = 2785.862 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.651 = 8626.801 \text{ kN.m} \geq M_u = 1813.553 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㊵ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1720.00 = 1240.676 \text{ kN}$
 $< V_u (= 1799.280 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req} A_v = (1799.280 - 1240.676) \times 150.00 / (400.0 \times 1720.00 \times \phi) = 162.385 \text{ mm}^2$

$\text{Use} A_v = 397.200 \text{ mm}^2$ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1720.00 / 150.00 = 1821.824 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1720.00 = 5958.255 \text{ kN} \geq 1821.824 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1654.235 + 1821.824) = 2607.044 \text{ kN} \geq 1799.280 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,800	100	1,657	2996.948	3202.257	1068.5

㉕ 철근비 검토

$A_s = 7150.400 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 143.31 mm), 1단 : H25- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H22- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 1940.400 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0051) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1800.0 \times 1000.0 = 41310000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 2860160.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 776160.0 \text{ N}$

$X_p = (41310000.0 \times 900.00 + 2860160.0 \times 143.309 + 776160.0 \times 1720.000) / 44946320.0$
 $= 866.008 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 994.01 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 844.91 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 844912.173 = 19390.734 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 731.628 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2860.160 \text{ kN}$

$P_b = 19390.734 + 731.628 - 2860.160 = 17262.202 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 511.536 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 12610.891 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($e_b = M_b/P_b = 730.549 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1068.506 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 631.72 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 536.97 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 536965.820 = 12323.366 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 731.628 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2860.160 \text{ kN}$

$P_n = 12323.366 + 731.628 - 2860.160 = 10194.833 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 597.525 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 10893.147 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1068.497)| = 0.0092 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉘ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 1800.00 - 100.00 = 1700.000 \text{ mm}$

$c = 631.724 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 536.966 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1700.00 - 631.72) / 631.72 = 0.00507$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉙ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max } P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 35790.149 \text{ kN} \geq P_n = 10194.833 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 10194.833 = 8665.608 \text{ kN} \geq P_u = 2996.948 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.069 = 9259.255 \text{ kN.m} \geq M_u = 3202.257 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉚ 전단에 대한 검토

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1656.69 = 1204.023 \text{ kN}$

$< V_u (= 1401.770 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1401.770 - 1204.023) \times 150.00 / (400.0 \times 1656.69 \times \Phi) = 59.681 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 397.200 \text{ mm}^2$ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1656.69 / 150.00 = 1754.767 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1656.69 = 5738.944 \text{ kN} \geq 1754.767 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi V_n = 0.75 \times (1605.364 + 1754.767) = 2520.098 \text{ kN} \geq 1401.770 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,800	80	1,720	2996.948	222.057	74.1

㉕ 철근비 검토

$A_s = 1940.400 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 7150.400 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 143.31 mm), 1단 : H25- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H22- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0051) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1800.0 \times 1000.0 = 41310000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 776160.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 2860160.0 \text{ N}$

$X_p = (41310000.0 \times 900.00 + 776160.0 \times 80.000 + 2860160.0 \times 1656.691) / 44946320.0$
 $= 933.992 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1032.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 877.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 877200.000 = 20131.740 \text{ kN}$, $\Sigma C_{si} = 2696.058 \text{ kN}$, $\Sigma T_{si} = 776.160 \text{ kN}$

$P_b = 20131.740 + 2696.058 - 776.160 = 22051.638 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 427.408 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 11215.744 \text{ kN.m}$

$eb > e \rightarrow \text{압축 파괴}$ ($eb = M_b/P_b = 508.613 \text{ mm}$, $e = Mu/P_u = 74.094 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1962.61 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1668.22 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1668218.384 = 38285.612 \text{ kN}$

$\Sigma C_{si} = 2839.977 \text{ kN}$, $\Sigma T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 38285.612 + 2839.977 - 0.000 = 41125.589 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 99.883 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 3046.807 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 74.085)| = 0.0088 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉘ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 1800.00 - 80.00 = 1720.000 \text{ mm}$

$c = 1962.610 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1668.218 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1720.00 - 1962.61) / 1962.61 = -0.00037$

$\rightarrow$ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.78$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.783$

㉙ 축방항력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 35790.149 \text{ kN} < P_n = 41125.589 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.78 \times 35790.149 = 28035.617 \text{ kN} \geq P_u = 2996.948 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.074 = 2077.279 \text{ kN.m} \geq M_u = 222.057 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉚ 전단에 대한 검토

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1720.00} = 1250.034 \text{ kN}$

$< V_u (= 1401.770 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req} A_v = (1401.770 - 1250.034) \times 150.00 / (400.0 \times 1720.00 \times \Phi) = 44.109 \text{ mm}^2$

$\text{Use} A_v = 397.200 \text{ mm}^2$ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1720.00 / 150.00 = 1821.824 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1720.00 = 5958.255 \text{ kN} \geq 1821.824 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$$\Phi V_n = 0.75 \times (1666.712 + 1821.824) = 2616.402 \text{ kN} \geq 1401.770 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

㉑ TITLE : 좌측벽체 하부 외측

㉒ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	파복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,800	100	1,650	3152.522	5525.081	1752.6

㉓ 철근비 검토

$A_s = 12707.200 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 1940.400 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0081) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉔ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1800.0 \times 1000.0 = 41310000.0 \text{ N}$$

$$C_s = A_s \times f_y = 5082880.0 \text{ N}, C_s' = A_{sf} \times f_y = 776160.0 \text{ N}$$

$$X_p = (41310000.0 \times 900.00 + 5082880.0 \times 150.000 + 776160.0 \times 1720.000) / 47169040.0 \\ = 832.674 \text{ mm}$$

- 평형상태 계산

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 990.00 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 841.50 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 841500.000 = 19312.425 \text{ kN}, \sum C_{si} = 731.628 \text{ kN}, \sum T_{si} = 5082.880 \text{ kN}$$

$$P_b = 19312.425 + 731.628 - 5082.880 = 14961.173 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 546.576 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 14674.852 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 980.862 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1752.591 \text{ mm})$$

㉕ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 582.86 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 495.43 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 495430.487 = 11370.130 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 731.628 \text{ kN}, \sum T_{si} = 5082.880 \text{ kN}$$

$$P_n = 11370.130 + 731.628 - 5082.880 = 7018.878 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 584.959 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 12301.211 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1752.589)| = 0.0013 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉖ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 1800.00 - 100.00 = 1700.000 \text{ mm}$$

$$c = 582.859 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 495.430 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1700.00 - 582.86) / 582.86 = 0.00575$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉗ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$$\text{Max } P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 37466.302 \text{ kN} \geq P_n = 7018.878 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.85 \times 7018.878 = 5966.046 \text{ kN} \geq P_u = 3152.522 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.753 = 10456.037 \text{ kN.m} \geq M_u = 5525.081 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

㉘ 전단에 대한 검토

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1650.00 = 1205.777 \text{ kN}$$

$< V_u (= 1718.718 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$$\text{Req } A_v = (1718.718 - 1205.777) \times 150.00 / (400.0 \times 1650.00 \times \Phi) = 155.437 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_v = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1650.00 / 150.00 = 1747.680 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1650.00 = 5715.768 \text{ kN} \geq 1747.680 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1607.703 + 1747.680) = 2516.537 \text{ kN} \geq 1718.718 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 좌측벽체 하부_내측

㉑ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,800	80	1,720	3152.522	2590.956	821.9

㉒ 철근비 검토

$A_s = 1940.400 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 12707.200 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0081) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$$

㉓ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1800.0 \times 1000.0 = 41310000.0 \text{ N}$$

$$C_s = A_s \times f_y = 776160.0 \text{ N}, C_{s'} = A_{sf} \times f_y = 5082880.0 \text{ N}$$

$$X_p = (41310000.0 \times 900.00 + 776160.0 \times 80.000 + 5082880.0 \times 1650.000) / 47169040.0 \\ = 967.326 \text{ mm}$$

- 평형상태 계산

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1032.00 \text{ mm}, ab = k_1 \times c_b = 877.20 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 877200.000 = 20131.740 \text{ kN}, \sum C_{si} = 4791.250 \text{ kN}, \sum T_{si} = 776.160 \text{ kN}$$

$$P_b = 20131.740 + 4791.250 - 776.160 = 24146.830 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 394.074 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 11892.961 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 492.527 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 821.868 \text{ mm})$$

㉔ 공칭강도 산정

- 반복식산법을 이용하여 $c = 323.27 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 274.78 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 274783.096 = 6306.272 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 3794.987 \text{ kN}, \sum T_{si} = 776.160 \text{ kN}$$

$$P_n = 6306.272 + 3794.987 - 776.160 = 9325.099 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 829.935 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 7664.085 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 821.877)| = 0.0094 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉕ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$d_t = 1800.00 - 80.00 = 1720.000 \text{ mm}$$

$$c = 323.274 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 274.783 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1720.00 - 323.27) / 323.27 = 0.01296$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉖ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 37466.302 \text{ kN} \geq P_n = 9325.099 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.85 \times 9325.099 = 7926.335 \text{ kN} \geq P_u = 3152.522 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 0.822 = 6514.398 \text{ kN.m} \geq M_u = 2590.956 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

㉗ 전단에 대한 검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1720.00} = 1256.931 \text{ kN} \\ < V_u (= 1718.718 \text{ kN}), \text{전단보강 필요.}$$

$$\text{Req } A_v = (1718.718 - 1256.931) \times 150.00 / (400.0 \times 1720.00 \times \phi) = 134.240 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_v = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1720.00 / 150.00 = 1821.824 \text{ kN}$$

$$V_{s, \text{Max}} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1720.00 = 5958.255 \text{ kN} \geq 1821.824 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1675.908 + 1821.824) = 2623.299 \text{ kN} \geq 1718.718 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㉑ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	표복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,967	100	1,823	2785.862	4997.926	1794

㉒ 철근비 검토

$A_s = 9192.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 144.10 mm), 1단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H25- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 1940.400 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0057) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉓ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1966.7 \times 1000.0 = 45135000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 3677120.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 776160.0 \text{ N}$

$X_p = (45135000.0 \times 983.33 + 3677120.0 \times 144.095 + 776160.0 \times 1886.667) / 49588280.0$
 $= 935.240 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1093.54 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 929.51 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 929511.357 = 21332.286 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 731.628 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 3677.120 \text{ kN}$

$P_b = 21332.286 + 731.628 - 3677.120 = 18386.793 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 566.671 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 15693.605 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 853.526 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1794.032 \text{ mm}$)

㉔ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 472.91 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 401.98 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 401976.029 = 9225.350 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 731.628 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 3677.120 \text{ kN}$

$P_n = 9225.350 + 731.628 - 3677.120 = 6279.858 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 734.252 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 11266.309 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1794.039)| = 0.0067 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉕ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 1966.67 - 100.00 = 1866.667 \text{ mm}$

$c = 472.913 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 401.976 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1866.67 - 472.91) / 472.91 = 0.00884$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉖ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 39466.218 \text{ kN} \geq P_n = 6279.858 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 6279.858 = 5337.879 \text{ kN} \geq P_u = 2785.862 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 1.794 = 9576.327 \text{ kN.m} \geq M_u = 4997.926 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉗ 전단에 대한 검토 ($d = 1655.90 \text{ mm}$)

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1655.90} = 1194.443 \text{ kN}$
 $< V_u (= 1799.280 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1799.280 - 1194.443) \times 150.00 / (400.0 \times 1655.90 \times \phi) = 182.630 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 397.200 \text{ mm}^2$ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1655.90 / 150.00 = 1753.934 \text{ kN}$

$V_{s \text{ Max}} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1655.90 = 5736.222 \text{ kN} \geq 1753.934 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1592.590 + 1753.934) = 2509.893 \text{ kN} \geq 1799.280 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 우측벽체 상부_내측

㉓ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,800	80	1,720	2785.862	1813.553	651

㉔ 철근비 검토

$A_s = 1940.400 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 9192.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 144.10 mm), 1단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H25- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0062) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉕ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1800.0 \times 1000.0 = 41310000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 776160.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 3677120.0 \text{ N}$

$X_p = (41310000.0 \times 900.00 + 776160.0 \times 80.000 + 3677120.0 \times 1655.905) / 45763280.0$
 $= 946.830 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1032.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 877.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 877200.000 = 20131.740 \text{ kN}$, $\Sigma C_{si} = 3466.145 \text{ kN}$, $\Sigma T_{si} = 776.160 \text{ kN}$

$P_b = 20131.740 + 3466.145 - 776.160 = 22821.725 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 414.570 + \Sigma(C_{si} \times d_i) + \Sigma(T_{si} \times d_i) = 11476.567 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 502.879 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 650.985 \text{ mm}$)

㉖ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 710.06 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 603.55 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 603552.399 = 13851.528 \text{ kN}$

$\Sigma C_{si} = 3466.145 \text{ kN}$, $\Sigma T_{si} = 776.160 \text{ kN}$

$P_n = 13851.528 + 3466.145 - 776.160 = 16541.513 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 645.054 + \Sigma(C_{si} \times d_i) + \Sigma(T_{si} \times d_i) = 10768.198 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 650.980)| = 0.0042 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉗ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 1800.00 - 80.00 = 1720.000 \text{ mm}$

$c = 710.062 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 603.552 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1720.00 - 710.06) / 710.06 = 0.00427$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.80$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.650 + (0.0043 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.801$

㉘ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 36406.218 \text{ kN} \geq P_n = 16541.513 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.80 \times 16541.513 = 13251.929 \text{ kN} \geq P_u = 2785.862 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.651 = 8626.801 \text{ kN.m} \geq M_u = 1813.553 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉙ 전단에 대한 검토

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1720.00 = 1240.676 \text{ kN}$
 $< V_u (= 1799.280 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req} A_v = (1799.280 - 1240.676) \times 150.00 / (400.0 \times 1720.00 \times \Phi) = 162.385 \text{ mm}^2$

$\text{Use} A_v = 397.200 \text{ mm}^2$ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1720.00 / 150.00 = 1821.824 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1720.00 = 5958.255 \text{ kN} \geq 1821.824 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi V_n = 0.75 \times (1654.235 + 1821.824) = 2607.044 \text{ kN} \geq 1799.280 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,800	100	1,657	2996.948	3206.65	1070

㉕ 철근비 검토

$A_s = 7150.400 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 143.31 mm), 1단 : H25- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H22- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 1940.400 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0051) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1800.0 \times 1000.0 = 41310000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 2860160.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 776160.0 \text{ N}$

$X_p = (41310000.0 \times 900.00 + 2860160.0 \times 143.309 + 776160.0 \times 1720.000) / 44946320.0$
 $= 866.008 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 994.01 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 844.91 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 844912.173 = 19390.734 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 731.628 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2860.160 \text{ kN}$

$P_b = 19390.734 + 731.628 - 2860.160 = 17262.202 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 511.536 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 12610.891 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($e_b = M_b/P_b = 730.549 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1069.972 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 630.57 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 535.99 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 535985.465 = 12300.866 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 731.628 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2860.160 \text{ kN}$

$P_n = 12300.866 + 731.628 - 2860.160 = 10172.334 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 598.015 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 10884.203 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1069.981)| = 0.0091 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉘ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 1800.00 - 100.00 = 1700.000 \text{ mm}$

$c = 630.571 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 535.985 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1700.00 - 630.57) / 630.57 = 0.00509$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉙ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 35790.149 \text{ kN} \geq P_n = 10172.334 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 10172.334 = 8646.484 \text{ kN} \geq P_u = 2996.948 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 1.070 = 9251.495 \text{ kN.m} \geq M_u = 3206.650 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉚ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1656.69} = 1204.023 \text{ kN}$

$< V_u (= 1401.770 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1401.770 - 1204.023) \times 150.00 / (400.0 \times 1656.69 \times \phi) = 59.681 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 397.200 \text{ mm}^2$ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1656.69 / 150.00 = 1754.767 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1656.69 = 5738.944 \text{ kN} \geq 1754.767 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1605.364 + 1754.767) = 2520.098 \text{ kN} \geq 1401.770 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	외복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,800	80	1,720	2996.948	222.057	74.1

㉕ 철근비 검토

$A_s = 1940.400 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 7150.400 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 143.31 mm), 1단 : H25- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H22- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0051) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1800.0 \times 1000.0 = 41310000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 776160.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 2860160.0 \text{ N}$

$X_p = (41310000.0 \times 900.00 + 776160.0 \times 80.000 + 2860160.0 \times 1656.691) / 44946320.0$
 $= 933.992 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1032.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 877.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 877200.000 = 20131.740 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 2696.058 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 776.160 \text{ kN}$

$P_b = 20131.740 + 2696.058 - 776.160 = 22051.638 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 427.408 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 11215.744 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴}$ ($e_b = M_b/P_b = 508.613 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 74.094 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1962.61 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1668.22 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1668218.384 = 38285.612 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 2839.977 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 38285.612 + 2839.977 - 0.000 = 41125.589 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 99.883 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 3046.807 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 74.085)| = 0.0088 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉘ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 1800.00 - 80.00 = 1720.000 \text{ mm}$

$c = 1962.610 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1668.218 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1720.00 - 1962.61) / 1962.61 = -0.00037$

$\rightarrow$ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\phi = 0.78$ 를 적용한다.

$\phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.783$

㉙ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max } P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 35790.149 \text{ kN} < P_n = 41125.589 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.78 \times 35790.149 = 28035.617 \text{ kN} \geq P_u = 2996.948 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.074 = 2077.279 \text{ kN.m} \geq M_u = 222.057 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉚ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1720.00 = 1250.034 \text{ kN}$

$< V_u (= 1401.770 \text{ kN})$. 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1401.770 - 1250.034) \times 150.00 / (400.0 \times 1720.00 \times \phi) = 44.109 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 397.200 \text{ mm}^2$ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1720.00 / 150.00 = 1821.824 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1720.00 = 5958.255 \text{ kN} \geq 1821.824 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$$\Phi V_n = 0.75 \times (1666.712 + 1821.824) = 2616.402 \text{ kN} \geq 1401.770 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	파복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,800	100	1,650	3152.522	5471.196	1735.5

㉕ 철근비 검토

$$A_s = 12707.200 \text{ mm}^2 \text{ (인장중심} = 150.00 \text{ mm)}, \text{ 1단 : H32- 8.0EA, } d_1 = 100.00 \text{ mm}$$

$$\text{2단 : H32- 8.0EA, } d_1 = 200.00 \text{ mm}$$

$$A_{sf} = 1940.400 \text{ mm}^2 \text{ (압축중심} = 80.00 \text{ mm)}, \text{ 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, } d_1 = 80.00 \text{ mm}$$

$$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0081) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1800.0 \times 1000.0 = 41310000.0 \text{ N}$$

$$C_s = A_s \times f_y = 5082880.0 \text{ N}, C_s' = A_{sf} \times f_y = 776160.0 \text{ N}$$

$$X_p = (41310000.0 \times 900.00 + 5082880.0 \times 150.000 + 776160.0 \times 1720.000) / 47169040.0$$

$$= 832.674 \text{ mm}$$

- 평형상태 계산

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 990.00 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 841.50 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 841500.000 = 19312.425 \text{ kN}, \Sigma C_{si} = 731.628 \text{ kN}, \Sigma T_{si} = 5082.880 \text{ kN}$$

$$P_b = 19312.425 + 731.628 - 5082.880 = 14961.173 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 546.576 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 14674.852 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 980.862 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1735.498 \text{ mm})$$

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 587.72 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 499.56 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 499560.106 = 11464.904 \text{ kN}$$

$$\Sigma C_{si} = 731.628 \text{ kN}, \Sigma T_{si} = 5082.880 \text{ kN}$$

$$P_n = 11464.904 + 731.628 - 5082.880 = 7113.652 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 582.894 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 12345.739 \text{ kN.m}$$

$$\text{- 편심오차 : } |e - M_n/P_n (= 1735.499)| = 0.0013 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$$

㉘ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 1800.00 - 100.00 = 1700.000 \text{ mm}$$

$$c = 587.718 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 499.560 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1700.00 - 587.72) / 587.72 = 0.00568$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

㉙ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$$\text{Max } P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 37466.302 \text{ kN} \geq P_n = 7113.652 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.85 \times 7113.652 = 6046.604 \text{ kN} \geq P_u = 3152.522 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.735 = 10493.871 \text{ kN.m} \geq M_u = 5471.196 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

㉚ 전단에 대한 검토

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1650.00} = 1205.777 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1718.718 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$\text{Req } A_v = (1718.718 - 1205.777) \times 150.00 / (400.0 \times 1650.00 \times \Phi) = 155.437 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_v = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1650.00 / 150.00 = 1747.680 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1650.00 = 5715.768 \text{ kN} \geq 1747.680 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi V_n = 0.75 \times (1607.703 + 1747.680) = 2516.537 \text{ kN} \geq 1718.718 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	외복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,800	80	1,720	3152.522	2590.956	821.9

㉟ 철근비 검토

$A_s = 1940.400 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 12707.200 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0081) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㊱ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1800.0 \times 1000.0 = 41310000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 776160.0 \text{ N}$, $C_{s'} = A_{sf} \times f_y = 5082880.0 \text{ N}$

$X_p = (41310000.0 \times 900.00 + 776160.0 \times 80.000 + 5082880.0 \times 1650.000) / 47169040.0$
 $= 967.326 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1032.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 877.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 877200.000 = 20131.740 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 4791.250 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 776.160 \text{ kN}$

$P_b = 20131.740 + 4791.250 - 776.160 = 24146.830 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 394.074 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 11892.961 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($eb = M_b/P_b = 492.527 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 821.868 \text{ mm}$)

㊲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 323.27 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 274.78 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 274783.096 = 6306.272 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 3794.987 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 776.160 \text{ kN}$

$P_n = 6306.272 + 3794.987 - 776.160 = 9325.099 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 829.935 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 7664.085 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 821.877)| = 0.0094 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㊳ 강도감소계수(ϕ) 산정

$dt = 1800.00 - 80.00 = 1720.000 \text{ mm}$

$c = 323.274 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 274.783 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1720.00 - 323.27) / 323.27 = 0.01296$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㊴ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 37466.302 \text{ kN} \geq P_n = 9325.099 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 9325.099 = 7926.335 \text{ kN} \geq P_u = 3152.522 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.822 = 6514.398 \text{ kN.m} \geq M_u = 2590.956 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㊵ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1720.00} = 1256.931 \text{ kN}$

$< V_u (= 1718.718 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1718.718 - 1256.931) \times 150.00 / (400.0 \times 1720.00 \times \phi) = 134.240 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 397.200 \text{ mm}^2$ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1720.00 / 150.00 = 1821.824 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1720.00 = 5958.255 \text{ kN} \geq 1821.824 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1675.908 + 1821.824) = 2623.299 \text{ kN} \geq 1718.718 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1600 \times 0.0020 = 3200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2648.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1600 \times 0.0020 = 3200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2648.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 상부슬래브 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1600 \times 0.0020 = 3200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 상부슬래브 : 1경간(우측)_상면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1600 \times 0.0020 = 3200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2648.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

5) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1600 \times 0.0020 = 3200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2648.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

6) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1600 \times 0.0020 = 3200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2648.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800)$$

$$\therefore 1800.0 \text{ mm}^2 \leq 2648.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1600 \times 0.0020 = 3200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2648.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800)$$

$$\therefore 1800.0 \text{ mm}^2 \leq 2648.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

8) 하부슬래브 : 중앙부_상면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1600 \times 0.0020 = 3200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

9) 하부슬래브 : 중앙부_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1600 \times 0.0020 = 3200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

10) 하부슬래브 : 1경간(우측)_상면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1600 \times 0.0020 = 3200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2648.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2648.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

11) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1600 \times 0.0020 = 3200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2648.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2648.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

12) 좌측벽체 : 상부_외측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1800.0 \text{ mm}^2 \leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

13) 좌측벽체 : 상부_내측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1800.0 \text{ mm}^2 \leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

14) 좌측벽체 : 중앙부_외측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1800.0 \text{ mm}^2 \leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

15) 좌측벽체 : 중앙부_내측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1800.0 \text{ mm}^2 \leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

16) 좌측벽체 : 하부_외측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

17) 좌측벽체 : 하부_내측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

18) 우측벽체 : 상부_외측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

19) 우측벽체 : 상부_내측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

20) 우측벽체 : 중앙부_외측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1800.0 \text{ mm}^2 \leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

21) 우측벽체 : 중앙부_내측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1800.0 \text{ mm}^2 \leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

22) 우측벽체 : 하부_외측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1800.0 \text{ mm}^2 \leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

23) 우측벽체 : 하부_내측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

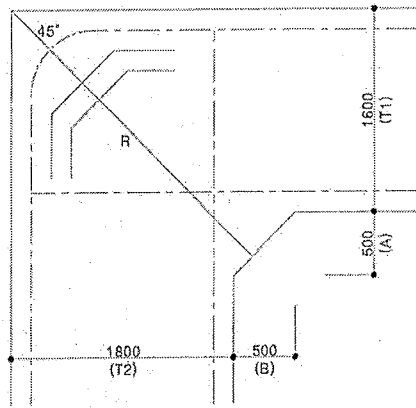
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1800.0 \text{ mm}^2 \leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 3484.667 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 3484.667 \text{ kN.m}$

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 2757.716 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H29 @250 - 4EA = 2569.600 \text{ mm}^2$$

$$H25 @250 - 4EA = 2026.800 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 4596.400 \text{ mm}^2$$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3484.67 \times 10^6}{2757.716^2 \times 1000} = 2.291 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량 (A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 3484.67 \times 10^6}{2757.716 \times 180} = 14040.067 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 4596.400 \text{ mm}^2$$

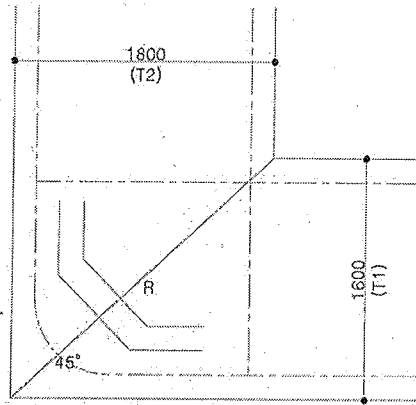
$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 14040.067 \text{ mm}^2 - 4596.400 \text{ mm}^2 \\ &= 9443.667 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = H32 - 4EA, H29 - 4EA, H29 - 8EA$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 10885.600 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 9443.667 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{O.K !!!}$$

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 3891.222 \text{ kN.m}$
- 절정부 휨모멘트 : $M_o = 3891.222 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T_1^2 + T_2^2)} = 2408.319 \text{ mm}$$

■ 절정부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$\begin{aligned} \text{H32 @250} - 4\text{EA} &= 3176.800 \text{ mm}^2 \\ \text{H32 @250} - 4\text{EA} &= 3176.800 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 6353.600 \text{ mm}^2$$

- 절정부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{t\max} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3891.22 \times 10^6}{2408.319^2 \times 1000} = 3.355 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절정부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 3891.22 \times 10^6}{2408.319 \times 180} = 17952.689 \text{ mm}^2$$

$$Asb = 6353.600 \text{ mm}^2$$

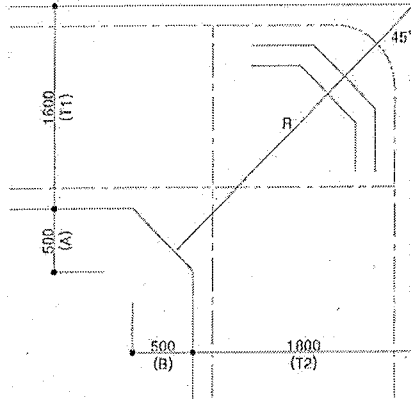
$$\begin{aligned} \text{Req'd As} &= As - Asb \\ &= 17952.689 \text{ mm}^2 - 6353.600 \text{ mm}^2 \\ &= 11599.089 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd As} = \text{H32} - 8\text{EA}, \text{H29} - 8\text{EA}, \text{H29} - 4\text{EA}$$

$$\therefore \text{Total As} = 14062.400 \text{ mm}^2 > \text{Req'd As} (= 11599.089 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{O.K !!!}$$

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 3451.912 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 3451.912 \text{ kN.m}$

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 2757.716 \text{ mm}$$

□ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H29 @250 - 4EA = 2569.600 \text{ mm}^2$$

$$H25 @250 - 4EA = 2026.800 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 4596.400 \text{ mm}^2$$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3451.91 \times 10^6}{2757.716^2 \times 1000} = 2.270 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 3451.91 \times 10^6}{2757.716 \times 180} = 13908.094 \text{ mm}^2$$

$$Asb = 4596.400 \text{ mm}^2$$

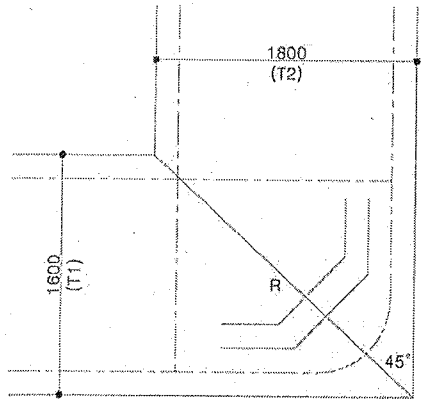
$$\begin{aligned} \text{Req'd As} &= As - Asb \\ &= 13908.094 \text{ mm}^2 - 4596.400 \text{ mm}^2 \\ &= 9311.694 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd As} = H29 - 8EA, H29 - 8EA$$

$$\therefore \text{Total As} = 10278.400 \text{ mm}^2 > \text{Req'd As} (= 9311.694 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{O.K !!!}$$

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 3857.544 \text{ kN.m}$
- 절정부 휨모멘트 : $M_o = 3857.544 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2408.319 \text{ mm}$$

■ 절정부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$\begin{aligned} \text{H32 @250} - 4\text{EA} &= 3176.800 \text{ mm}^2 \\ \text{H32 @250} - 4\text{EA} &= 3176.800 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 6353.600 \text{ mm}^2$$

- 절정부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3857.54 \times 10^6}{2408.319^2 \times 1000} = 3.325 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절정부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 3857.54 \times 10^6}{2408.319 \times 180} = 17797.311 \text{ mm}^2$$

$$Asb = 6353.600 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Req'd As} &= As - Asb \\ &= 17797.311 \text{ mm}^2 - 6353.600 \text{ mm}^2 \\ &= 11443.711 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd As} = \text{H32} - 8\text{EA}, \text{ H29} - 8\text{EA}, \text{ H29} - 4\text{EA}$$

$$\therefore \text{Total As} = 14062.400 \text{ mm}^2 > \text{Req'd As} (= 11443.711 \text{ mm}^2) \longrightarrow \text{O.K !!!}$$

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	1 경간	좌측 (상면)	1	1623	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	218.952	0.K	1.752
		좌측 (하면)	1	1470	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	1470	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	230.079	0.K	1.841
		우측 (상면)	3	1623	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	225.411	0.K	1.803
		우측 (하면)	3	1470	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	1476	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	4	1450	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	170.443	0.K	1.364
		중앙부 (상면)	5	1476	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	219.167	0.K	1.753
		중앙부 (하면)	5	1500	H32 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측 (상면)	6	1476	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	6	1450	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	174.565	0.K	1.397
좌측벽체	1 층	상부	7	1823	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	135.508	0.K	1.084
		상부	7	1720	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	8	1657	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	125	146.202	0.K	1.170
		중앙부	8	1720	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	9	1650	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	174.885	0.K	1.399
		하부	9	1720	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1 층	상부	10	1823	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	138.823	0.K	1.111
		상부	10	1720	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	11	1657	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	125	145.779	0.K	1.166
		중앙부	11	1720	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	12	1650	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	178.245	0.K	1.426
		하부	12	1720	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2493.171 \times 1000000 / [9192.800 \times (1622.571 - 397.131/3)]$$

$$= 181.996 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 9192.800/1000.0 + 7 \times 9192.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1622.6)/(7 \times 9192.800)]}$$

$$= 397.131 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 9192.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 144.1 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 8.0 \text{ EA} (= 4053.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 182.00) - 2.5 \times 85.50 = 218.95 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 182.00) = 346.16 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 218.95 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 218.95 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2751.615 \times 1000000 / [10278.400 \times (1470.000 - 393.568/3)]$$

$$= 199.960 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 10278.400/1000.0 + 7 \times 10278.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1470.0)/(7 \times 10278.400)]}$$

$$= 393.568 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 10278.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 130.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 29/2 = 65.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 199.96) - 2.5 \times 65.50 = 230.08 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 199.96) = 315.06 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 230.08 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 230.08 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2456.503 \times 1000000 / [9192.800 \times (1622.571 - 397.131/3)] \\ = 179.319 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 9192.800/1000.0 + 7 \times 9192.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1622.6)/(7 \times 9192.800)]} \\ = 397.131 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 9192.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 144.1 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 4053.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 179.32) - 2.5 \times 85.50 = 225.41 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 179.32) = 351.33 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 225.41 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 225.41 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 3439.883 \times 1000000 / [12707.200 \times (1450.000 - 426.674/3)] \\ = 206.995 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 12707.200/1000.0 + 7 \times 12707.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1450.0)/(7 \times 12707.200)]} \\ = 426.674 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 12707.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 207.00) - 2.5 \times 84.00 = 170.44 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 207.00) = 304.35 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 170.44 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 170.44 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2553.226 \times 1000000 / [9192.800 \times (1475.905 - 376.205/3)] \\ = 205.658 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 9192.800/1000.0 + 7 \times 9192.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1475.9)/(7 \times 9192.800)]} \\ = 376.205 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 9192.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 124.1 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 4053.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 29/2 = 65.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 205.66) - 2.5 \times 65.50 = 219.17 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 205.66) = 306.33 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 219.17 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 219.17 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

6) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 3403.018 \times 1000000 / [12707.200 \times (1450.000 - 426.674/3)] \\ = 204.777 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 12707.200/1000.0 + 7 \times 12707.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1450.0)/(7 \times 12707.200)]} \\ = 426.674 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 12707.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 204.78) - 2.5 \times 84.00 = 174.56 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 204.78) = 307.65 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 174.56 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 174.56 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 3484.667 \times 1000000 / [9192.800 \times (1822.571 - 424.224/3)] \\ = 225.478 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 9192.800/1000.0 + 7 \times 9192.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1822.6)/(7 \times 9192.800)]} \\ = 424.224 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 9192.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 144.1 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 8.0 \text{ EA} (= 4053.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 225.48) - 2.5 \times 85.50 = 135.51 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 225.48) = 279.41 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 135.51 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 135.51 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2370.874 \times 1000000 / [7150.400 \times (1656.691 - 360.251/3)] \\ = 215.782 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 7150.400/1000.0 + 7 \times 7150.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1656.7)/(7 \times 7150.400)]} \\ = 360.251 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 7150.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 143.3 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 8.0 \text{ EA} (= 4053.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H22} - 8.0 \text{ EA} (= 3096.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 215.78) - 2.5 \times 87.50 = 146.20 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 215.78) = 291.96 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 146.20 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 146.20 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 3891.222 \times 1000000 / [12707.200 \times (1650.000 - 460.093/3)]$$

$$= 204.607 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 12707.200/1000.0 + 7 \times 12707.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1650.0)/(7 \times 12707.200)]}$$

$$= 460.093 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 12707.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 204.61) - 2.5 \times 84.00 = 174.88 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 204.61) = 307.91 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 174.88 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 174.88 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

10) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 3451.912 \times 1000000 / [9192.800 \times (1822.571 - 424.224/3)]$$

$$= 223.358 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 9192.800/1000.0 + 7 \times 9192.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1822.6)/(7 \times 9192.800)]}$$

$$= 424.224 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 9192.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 144.1 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 4053.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 223.36) - 2.5 \times 85.50 = 138.82 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 223.36) = 282.06 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 138.82 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 138.82 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

11) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 2373.619 \times 1000000 / [7150.400 \times (1656.691 - 360.251/3)]$$

$$= 216.032 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 7150.400/1000.0 + 7 \times 7150.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1656.7)/(7 \times 7150.400)]}$$

$$= 360.251 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 7150.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 143.3 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 4053.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H22} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 3096.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 216.03) - 2.5 \times 87.50 = 145.78 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 216.03) = 291.62 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 145.78 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 145.78 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

12) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 3857.544 \times 1000000 / [12707.200 \times (1650.000 - 460.093/3)]$$

$$= 202.836 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 12707.200/1000.0 + 7 \times 12707.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1650.0)/(7 \times 12707.200)]}$$

$$= 460.093 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 12707.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 202.84) - 2.5 \times 84.00 = 178.24 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 202.84) = 310.60 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 178.24 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 178.24 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

(2) 처짐검토

■ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : $L = 11.200 \text{ m}$
- $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 부재두께 (T) = 1.60 m

■ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 ($f_y = 400 \text{ MPa}$ 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 바
1방향 슬래브	$l / 20$	$l / 24$	$l / 28$	$l / 10$
1보	$l / 16$	$l / 18.5$	$l / 21$	$l / 8$

$$T_{min} = L / 28$$

$$T = 11.200 / 28$$

$$T = 0.400 \text{ m} < 1.600 \text{ m} \text{ -----} \rightarrow \text{O.K}$$

19. 기초 지지력 검토

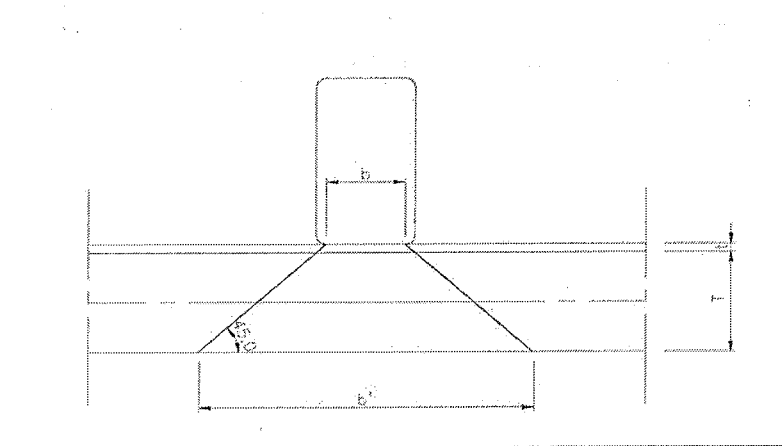
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = $1580.850 / 13.000 = 121.604 \text{ kN/m}^2$
- 상부연직하중 = 271.097 kN/m^2 (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = $0.04 \times 23.00 = 0.920 \text{ kN/m}^2$

2) 활하중

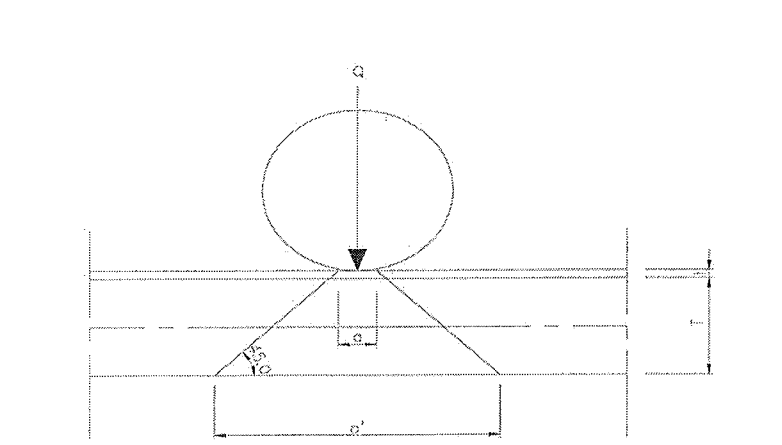
- 도로 노면 활하중 = 10.000 kN/m^2
- 상재활하중 = 0.000 kN/m^2
- 암거 내부 활하중



$t = 40 \text{ mm}$ (암거내부 포장두께)

$T = 1600 \text{ mm}$ (하부 슬래브 두께)

$$b' = 0.500 + 2 \times (1.600 + 0.040) \times \cot 45^\circ \\ = 3.780 \text{ m}$$



$$a' = 0.200 + 2 \times (1.600 + 0.040) \times \cot 45^\circ \\ = 3.480 \text{ m}$$

$$Q_z = 96.0 / (3.780 \times 3.480) = 7.298 \text{ kN/m}^2$$

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= 121.60 + 271.10 + 10.00 + 0.92 + 7.30 \\ &= 410.919 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2) 지반의 허용연직지지력 : Terzaghi식 사용

$$Q_u = \alpha c N_c + q N_q + \beta r_1 B' N_r$$

Q_u : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력 (kN)

c : 지반의 점착력 (kN/m^2)

q : 상재하중 (kN/m^2), $q = r_2 \times D_f$

r_1, r_2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량 (kN/m^3)

다만, 지하수위아하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B : 기초의 폭(m)

D_f : 기초의 유효근입 깊이(m)

α, β : 기초의 형상계수 (직사각형, $\alpha = 1 + 0.3 B' / L$, $\beta = 0.5 - 0.1 B' / L$)

N_c, N_q, N_r : 지지력 계수 ($N_c=90.599$, $N_q=75.671$, $N_r=88.997$)

$$c = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad r_1 = 10.000 \text{ kN/m}^3 \quad r_2 = 10.000 \text{ kN/m}^3$$

$$D_f = 1.000 \text{ m} \quad B = 13.000 \text{ m} \quad q = 10.000 \text{ kN/m}^2$$

$$L = 40.000 \text{ m}$$

$$\Phi = 15 + \sqrt{12N} = 39.495, N = 50$$

$$N_q = a^2 / (2 \cos^2 (45 + \Phi/2)), a = e^{(0.75\pi - \Phi/2) \tan \Phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$$

$$N_r = \tan \Phi / 2 \times (K_{pr} / \cos^2 \Phi - 1)$$

$$\begin{aligned} Q_u &= 1.097 \times 0.000 \times 90.599 + 10.000 \times 75.671 + 0.468 \times 10.000 \times 13.000 \times 88.9 \\ &= 6165.508 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$Q_a = Q_u / 3 = 6165.508 / 3 = 2055.169 \text{ kN/m}^2 > 600.000 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_a' = 816.420 \text{ kN/m}^2 > Q_{\max} = 410.919 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{O.K !!!}$$

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	: 13.000 × 1.600 × 25.000	= 520.000 kN/m
- 하부슬래브	: 13.000 × 1.600 × 25.000	= 520.000 kN/m
- 벽체	: 1.800 × 2.970 × 25.000 × 2	= 267.300 kN/m
	: 1.800 × 2.970 × 25.000 × 2	= 267.300 kN/m
- 현치	: 0.125 × 2 × 25.000	= 6.250 kN/m
- 포장	: 7.800 × 0.040 × 23.000	= 7.176 kN/m
- 전단키	: 0.000 × 0.000 × 25.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 토사(수위 이상)	: 13.000 × 1.000 × 19.000	= 247.000 kN/m
- 토사(수위 이하)	: 13.000 × 13.194 × 10.000	= 1715.220 kN/m
- 수직수압	: 13.000 × 13.194 × 10.000	= 1715.220 kN/m
$\therefore \Sigma$		= 5265.466 kN/m

(2) 측면마찰력

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

※ 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

$$\begin{aligned} F1 &= K_u \times \gamma_t \times D1^2 \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 3.458 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F2 &= K_u \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma_t + D2^2 \times \gamma_{\text{sub}}) \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 13.194 \times 19.000 + 13.194^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 408.045 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Sigma = 3.458 + 408.045 = 411.503 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 5265.466 + 411.503 = 5676.969 \text{ kN/m}$$

2) 부력

$$\begin{aligned} U &= B \times h_s \times \gamma_w \text{ (여기서, } h_s = \text{지하수위 침도)} \\ &= 13.000 \times 22.334 \times 10.000 \\ &= 2903.420 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) 안정검토

$$\begin{aligned} F_s &= R / U \\ &= 5676.969 / 2903.420 \\ &= 1.955 > 1.05 \therefore \text{OK} \rightarrow \text{부력안전성 확보} \end{aligned}$$

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -15.8 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	: 13.000 × 1.600 × 25.000	= 520.000 kN/m
- 하부슬래브	: 13.000 × 1.600 × 25.000	= 520.000 kN/m
- 벽체	: 1.800 × 2.970 × 25.000 × 2	= 267.300 kN/m
	: 1.800 × 2.970 × 25.000 × 2	= 267.300 kN/m
- 현치	: 0.125 × 2 × 25.000	= 6.250 kN/m
- 포장	: 7.800 × 0.040 × 23.000	= 7.176 kN/m
- 전단키	: 0.000 × 0.000 × 25.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 토사(수위 이상)	: 13.000 × 15.800 × 19.000	= 3902.600 kN/m
- 토사(수위 이하)	: 13.000 × -1.606 × 10.000	= -208.780 kN/m
- 수직수압	: 13.000 × -1.606 × 10.000	= -208.780 kN/m
$\therefore \Sigma$		= 5073.066 kN/m

(2) 측면마찰력

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

※ 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

$$\begin{aligned} F_1 &= K_u \times \gamma_t \times D_1^2 \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times 19.000 \times 15.800^2 \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 863.185 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F_2 &= K_u \times (2 \times D_1 \times D_2 \times \gamma_t + D_2^2 \times \gamma_{\text{sub}}) \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times (2 \times 15.800 \times -1.606 \times 19.000 + -1.606^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= -170.784 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Sigma = 863.185 + -170.784 = 692.401 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 5073.066 + 692.401 = 5765.467 \text{ kN/m}$$

2) 부력

$$\begin{aligned} U &= B \times h_s \times \gamma_w \text{ (여기서, } h_s \text{=지하수위 심도)} \\ &= 13.000 \times 7.534 \times 10.000 \\ &= 979.420 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) 안정검토

$$\begin{aligned} F_s &= R / U \\ &= 5765.467 / 979.420 \\ &= 5.887 > 1.20 \therefore \text{OK} \rightarrow \text{부력안전성 확보} \end{aligned}$$

2. 시공중 부력검토

■ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 $F_s = 1.1$ (R/B)

일반적으로 굴착지면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{520.000}{13.000 \times 10.000 \times 1.100} = 3.636 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.636 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{787.300}{13.000 \times 10.000 \times 1.100} = 5.506 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 5.506 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{793.550}{13.000 \times 10.000 \times 1.100} = 5.549 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 5.549 m 이하유지

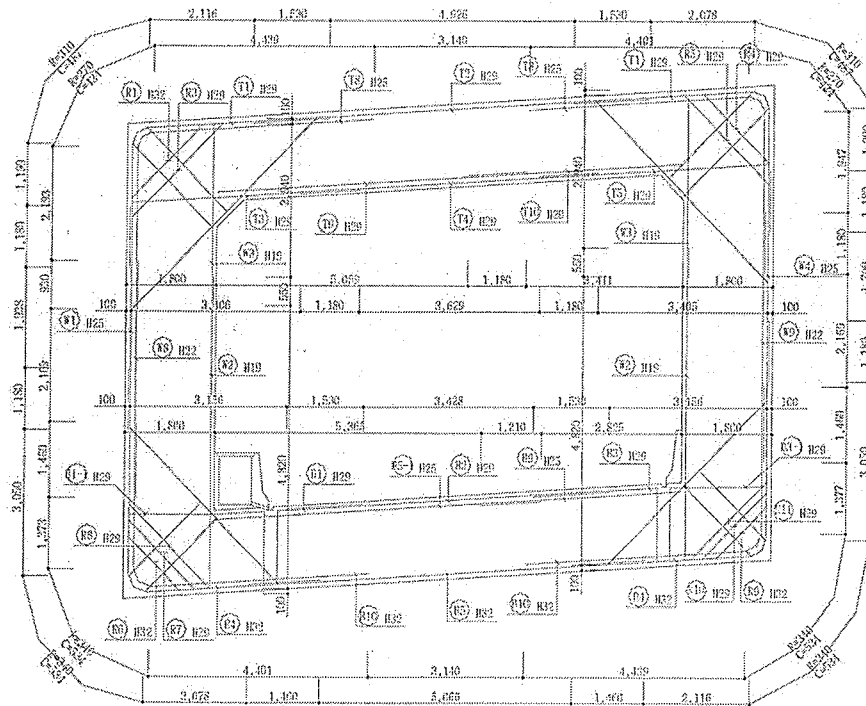
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{1580.850}{13.000 \times 10.000 \times 1.100} = 11.055 \text{ m}$$

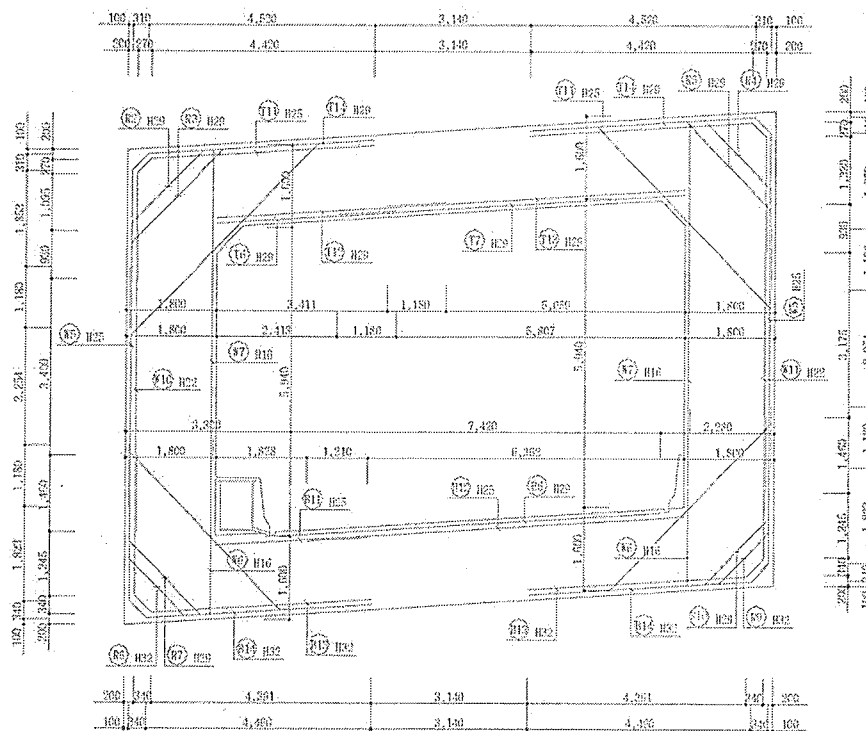
∴ 구조물 저면으로 부터 11.055 m 이하유지

20. 주철근 조립도

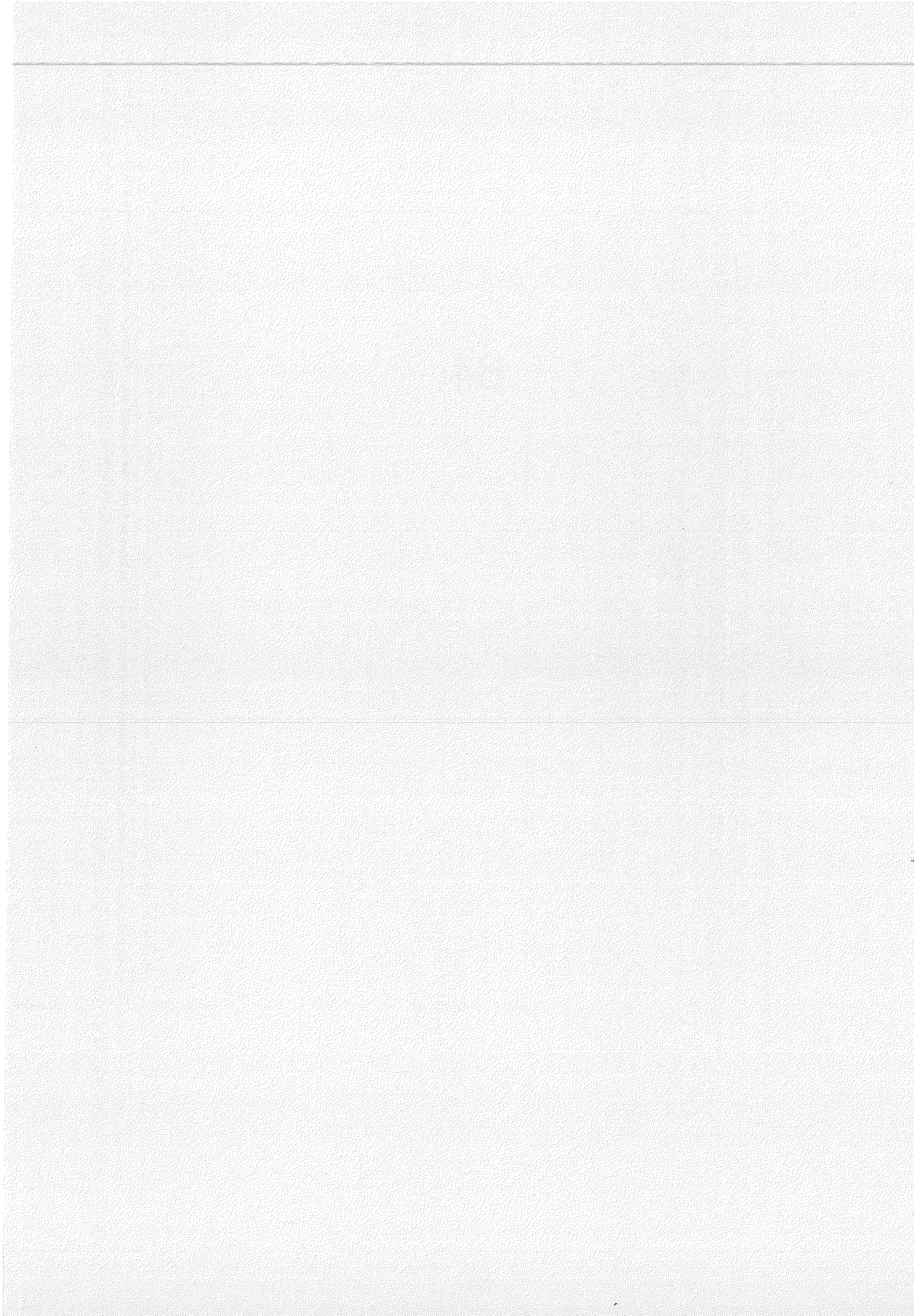
CYCLE - 1I@250I



CYCLE - 2I@250I



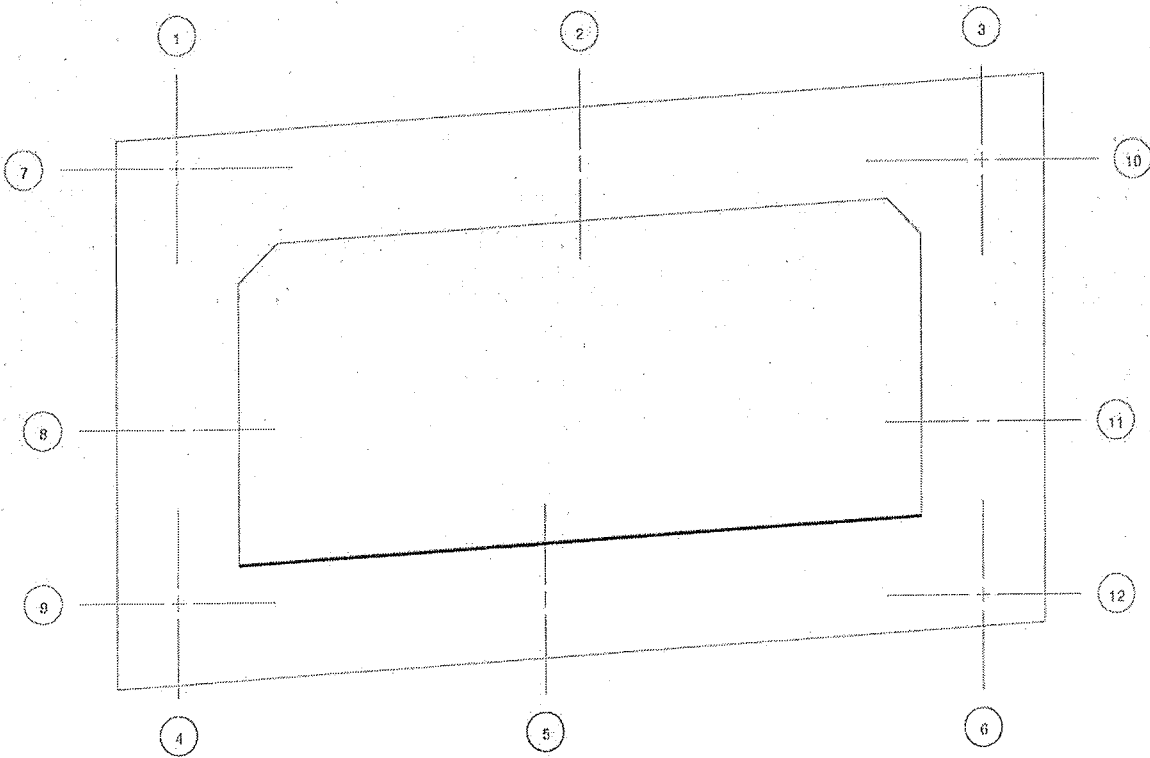
B4



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	Φ Mn	req'd As	BAR	use'd As	S.F	
			mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²		
상부슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1000	1517	3669.13	4987.20	7432.75	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.36
		좌측 (하면)	1	1000	1420	1733.75	2402.95	3671.96	H29 - 8.0EA	5139.20	1.39
		중앙부	2	1000	1387	3006.29	3458.37	6654.78	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.15
		우측 (상면)	3	1000	1517	3669.13	4987.20	7432.75	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.36
		우측 (하면)	3	1000	1420	1733.75	2402.95	3671.96	H29 - 8.0EA	5139.20	1.39
하부슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	1000	1420	2723.61	3307.59	5843.60	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.21
		좌측 (하면)	4	1000	1350	3737.62	5354.17	8622.94	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.43
		중앙부	5	1000	1392	2673.17	3238.68	5864.70	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.21
		우측 (상면)	6	1000	1420	2723.61	3307.59	5843.60	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.21
		우측 (하면)	6	1000	1350	3737.62	5354.17	8622.94	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.43
좌측벽체	1 층	상부 (외측)	7	1000	1717	4262.21	9367.40	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	13375.20	2.20
		상부 (내측)	7	1000	1620	1732.94	7862.91	-	H22 - 8.0EA	13375.20	4.54
		중앙부	8	1000	1577	2988.05	7510.97	-	H29 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	9784.40	2.51
		하부 (외측)	9	1000	1550	4097.50	9872.83	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	15804.00	2.41
		하부 (내측)	9	1000	1620	2466.35	5092.32	-	H22 - 8.0EA	15804.00	2.06
우측벽체	1 층	상부 (외측)	10	1000	1717	4262.21	9367.40	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	13375.20	2.20
		상부 (내측)	10	1000	1620	1732.94	7862.91	-	H22 - 8.0EA	13375.20	4.54
		중앙부	11	1000	1577	2992.56	7503.42	-	H29 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	9784.40	2.51
		하부 (외측)	12	1000	1550	4075.61	9891.64	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	15804.00	2.43
		하부 (내측)	12	1000	1620	2466.35	5092.32	-	H22 - 8.0EA	15804.00	2.06

■ 수평철근 검토

구분		부재 위치		단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	2648.0	0.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	2317.0	0.K	-	-	-
		우측	3	1800.0	2648.0	0.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1800.0	2648.0	0.K	1800.0	2648.0	0.K
		중앙부	5	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		우측	6	1800.0	2648.0	0.K	1800.0	2648.0	0.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		중앙부	8	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		하부	9	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
우측 벽체	1 층	상부	10	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		중앙부	11	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		하부	12	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K

■ 전단철근 검토

구 분	부재 위치		ΦV_c	V_u	ΦV_n	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고	
			kN	kN	kN	EA	mm ²		mm	mm ²		
상 부 슬 래 브	1 경 간	좌측	1	876.9	1386.0	1561.03	2.00	188.57	H13	150	253.40	0.K
		중앙부	2	900.7	493.9	1252.05	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		우측	3	876.9	1386.0	1561.03	2.00	188.57	H13	150	253.40	0.K
하 부 슬 래 브	1 경 간	좌측	4	903.9	1385.2	1609.27	2.00	172.90	H13	150	253.40	0.K
		중앙부	5	903.9	658.6	1256.61	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		우측	6	903.9	1384.7	1609.27	2.00	172.73	H13	150	253.40	0.K
좌 측 벽 체	1 층	상부	7	1103.0	1454.9	1888.50	2.00	113.54	H13	150	253.40	0.K
		중앙부	8	1131.3	1851.5	1930.41	2.00	228.39	H13	150	253.40	0.K
		하부	9	1113.8	1458.1	1899.32	2.00	111.08	H13	150	253.40	0.K
우 측 벽 체	1 층	상부	10	1103.0	1454.9	1888.50	2.00	113.54	H13	150	253.40	0.K
		중앙부	11	1131.3	1851.5	1930.41	2.00	228.39	H13	150	253.40	0.K
		하부	12	1113.8	1458.1	1899.32	2.00	111.08	H13	150	253.40	0.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
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1517	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	373.329	0.K	2.987
		중앙부	2	1387	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	182.590	0.K	1.461
		우측 (상면)	3	1517	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	381.824	0.K	3.055
하부 슬래브	1 경간	좌측 (하면)	4	1350	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	266.956	0.K	2.136
		중앙부	5	1392	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	205.557	0.K	1.644
		우측 (하면)	6	1350	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	269.925	0.K	2.159
좌측 벽체	1 층	상부	7	1717	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	252.473	0.K	2.020
		중앙부	8	1577	H29 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	125	134.832	0.K	1.079
		하부	9	1550	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	258.407	0.K	2.067
우측 벽체	1 층	상부	10	1717	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	256.499	0.K	2.052
		중앙부	11	1577	H29 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	125	134.583	0.K	1.077
		하부	12	1550	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	260.556	0.K	2.084

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 런 Ramp B BOX (내공 : 9.4M × 4.24M, 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) = 10.000 kN/m² (∵ 토피 : 11.756 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) = $1 - \sin \phi = 0.500$

9) 설계방법

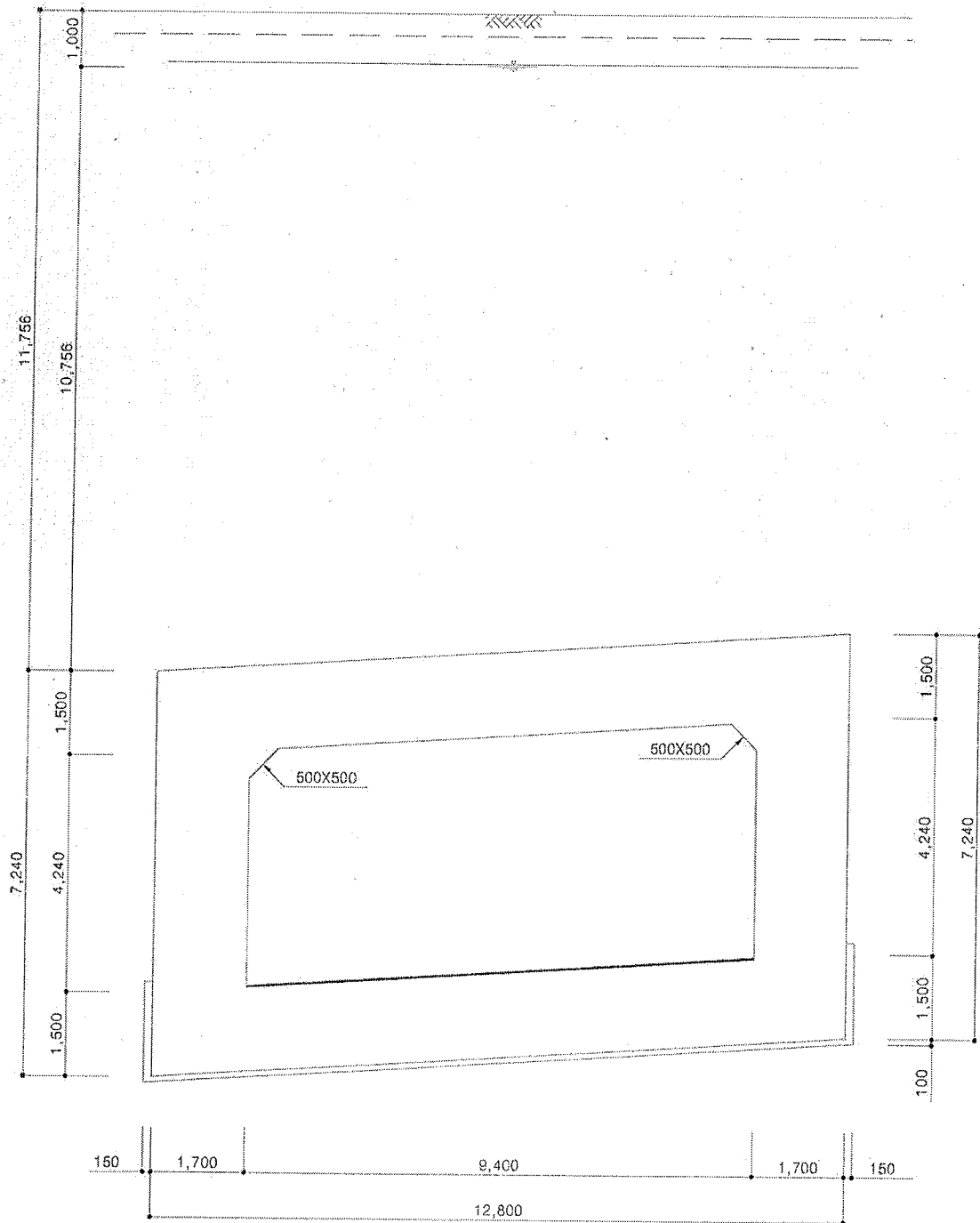
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

- 10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단 면 가 정

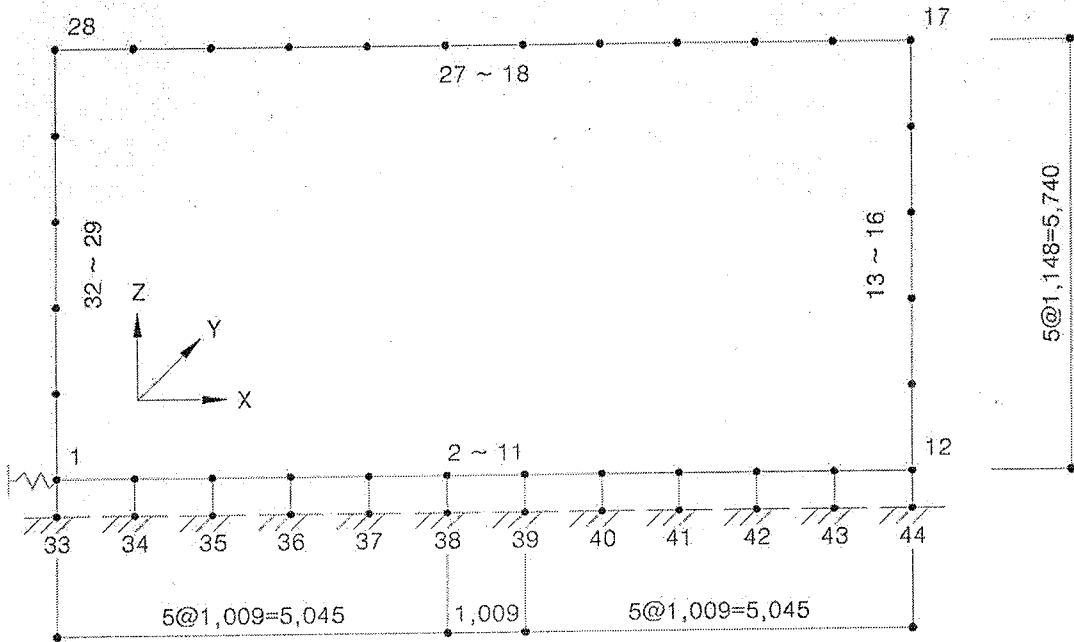


4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

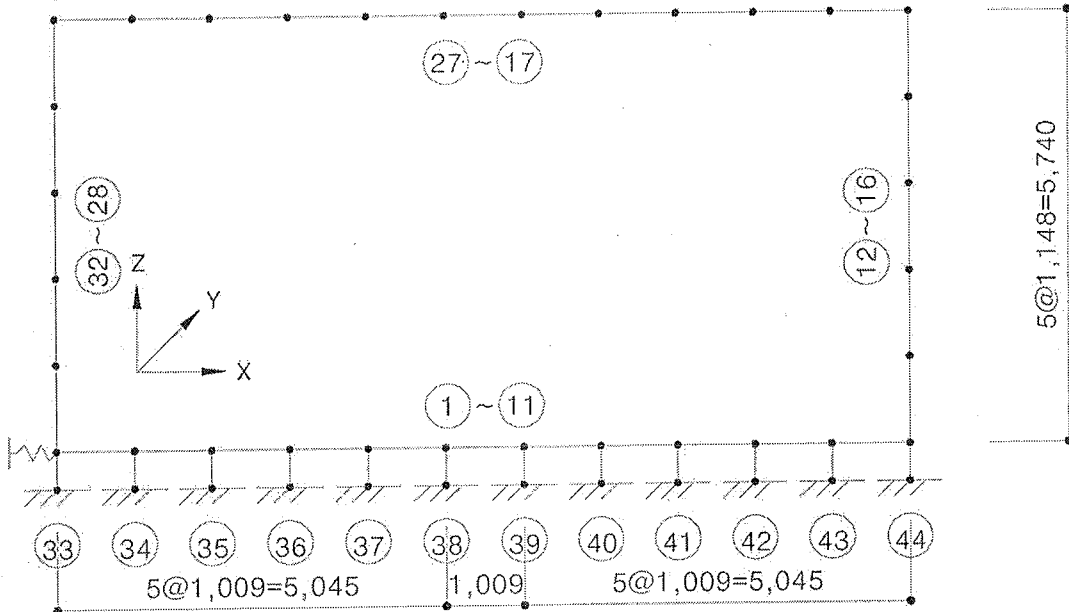
1) Modeling

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 NLink요소로 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 절정샷도



② 부재샷도



2) 단면제원

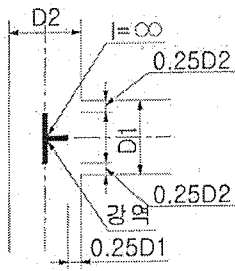
NO	A (m ²)	I (m ⁴)	부 재
1	1.500 × 1.000 = 1.500	0.28125	1~11, 17~27
2	1.700 × 1.000 = 1.700	0.40942	12~16, 28~32

3) 단면좌표

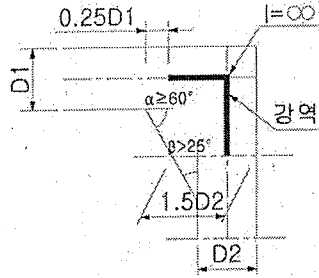
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	23	5.045	6.240
2	1.009	0.500	24	4.036	6.240
3	2.018	0.500	25	3.027	6.240
4	3.027	0.500	26	2.018	6.240
5	4.036	0.500	27	1.009	6.240
6	5.045	0.500	28	0.000	6.240
7	6.055	0.500	29	0.000	5.092
8	7.064	0.500	30	0.000	3.944
9	8.073	0.500	31	0.000	2.796
10	9.082	0.500	32	0.000	1.648
11	10.091	0.500	33	0.000	0.000
12	11.100	0.500	34	1.009	0.000
13	11.100	1.648	35	2.018	0.000
14	11.100	2.796	36	3.027	0.000
15	11.100	3.944	37	4.036	0.000
16	11.100	5.092	38	5.045	0.000
17	11.100	6.240	39	6.055	0.000
18	10.091	6.240	40	7.064	0.000
19	9.082	6.240	41	8.073	0.000
20	8.073	6.240	42	9.082	0.000
21	7.064	6.240	43	10.091	0.000
22	6.055	6.240	44	11.100	0.000

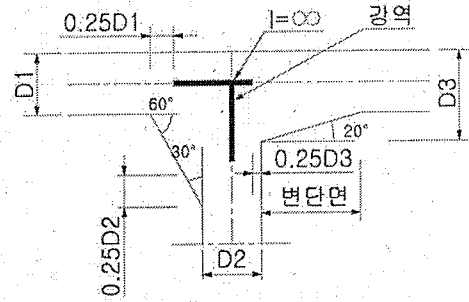
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 28 지점 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1700 / 2 + 500 - (1500 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(2) 28 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1500 / 2 + 500 - (1700 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(3) 17 지점 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1700 / 2 + 500 - (1500 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(4) 17 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1500 / 2 + 500 - (1700 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1700 / 2 - 0.25 \times 1500 = 475 \text{ mm}$$

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1500 / 2 - 0.25 \times 1700 = 325 \text{ mm}$$

(7) 12 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1700 / 2 - 0.25 \times 1500 = 475 \text{ mm}$$

(8) 12 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1500 / 2 - 0.25 \times 1700 = 325 \text{ mm}$$

2) 단면제원

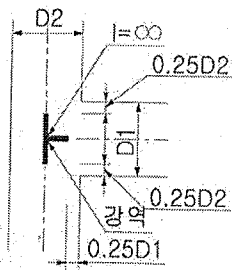
NO	A (m ²)	I (m ⁴)	부 재
1	1.500 × 1.000 = 1.500	0.28125	1~11, 17~27
2	1.700 × 1.000 = 1.700	0.40942	12~16, 28~32

3) 단면좌표

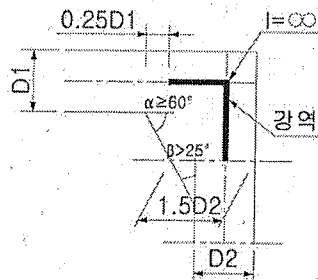
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	17	11.100	5.740
2	1.009	0.000	18	10.091	5.740
3	2.018	0.000	19	9.082	5.740
4	3.027	0.000	20	8.073	5.740
5	4.036	0.000	21	7.064	5.740
6	5.045	0.000	22	6.055	5.740
7	6.055	0.000	23	5.045	5.740
8	7.064	0.000	24	4.036	5.740
9	8.073	0.000	25	3.027	5.740
10	9.082	0.000	26	2.018	5.740
11	10.091	0.000	27	1.009	5.740
12	11.100	0.000	28	0.000	5.740
13	11.100	1.148	29	0.000	4.592
14	11.100	2.296	30	0.000	3.444
15	11.100	3.444	31	0.000	2.296
16	11.100	4.592	32	0.000	1.148

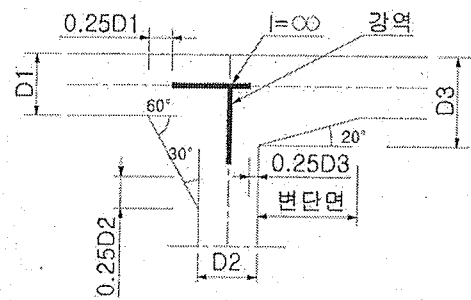
8) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 28 지점 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1700 / 2 + 500 - (1500 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(2) 28 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1500 / 2 + 500 - (1700 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(3) 17 지점 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1700 / 2 + 500 - (1500 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(4) 17 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1500 / 2 + 500 - (1700 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1700 / 2 - 0.25 \times 1500 = 475 \text{ mm}$$

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1500 / 2 - 0.25 \times 1700 = 325 \text{ mm}$$

(7) 12 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1700 / 2 - 0.25 \times 1500 = 475 \text{ mm}$$

(8) 12 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1500 / 2 - 0.25 \times 1700 = 325 \text{ mm}$$

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 = E_0 의 산정방법에 대한 보정계수

E_0 = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (K_v)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

여기서,

$$K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

E_0 : 지반탄성계수 (kN/m^2)

α = 1

E_0 = 50000.00 kN/m^2 (지반보고서 참조)

$$B_v = \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(12.800 \times 12.800)} = 12.80 \text{ m (L > B)}$$

$$K_{v0} = 1 / 0.3 \times 1 \times 50000 = 166670.00 \text{ kN/m}^3$$

$$K_v = 166670.000 \times (12.800 / 0.3)^{-3/4} = 9983.69 \text{ kN/m}^3$$

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.700/2 + 1.009/2) = 13523 \text{ kN/m}$	1,12
Kv2	$K_v \times (1.009/2 + 1.009/2) = 10074 \text{ kN/m}$	2~11
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	7

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 퇴적토 (EL. : 14.993 ~ 1.980, N=15)

① 기능수행 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 15^{1/3} = 197.3 \text{ m/sec}$
- V_s (기능수행수준의 전단파 속도) = $1.0 \times V_0 = 1.0 \times 197.3 = 197.3 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
 $= 20 / 9.810 \times 197.3^2 = 79362.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
 $= 2 \times (1 + 0.32) \times 79362.0 = 209515.7 \text{ kN/m}^2$

② 붕괴방지 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 15^{1/3} = 197.3 \text{ m/sec}$
- V_s (붕괴방지수준의 전단파 속도) = $0.8 \times V_0 = 0.8 \times 197.3 = 157.8 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
 $= 20.0 / 9.810 \times 157.8^2 = 50766.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
 $= 2 \times (1 + 0.32) \times 50766.0 = 134022.2 \text{ kN/m}^2$

(2) 풍화토 (EL. : 1.980 ~ -5.020, N=50)

① 기능수행 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 50^{1/3} = 294.7 \text{ m/sec}$
- V_s (기능수행수준의 전단파 속도) = $1.0 \times V_0 = 1.0 \times 294.7 = 294.7 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
 $= 20 / 9.810 \times 294.7^2 = 177060.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
 $= 2 \times (1 + 0.32) \times 177060.0 = 467438.4 \text{ kN/m}^2$

② 붕괴방지 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 50^{1/3} = 294.7 \text{ m/sec}$
- V_s (붕괴방지수준의 전단파 속도) = $0.8 \times V_0 = 0.8 \times 294.7 = 235.8 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
 $= 20.0 / 9.810 \times 235.8^2 = 113357.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
 $= 2 \times (1 + 0.32) \times 113357.0 = 299262.5 \text{ kN/m}^2$

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(12.800 \times 12.800)} = 12.800 \text{ m} \\ K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 209515.7 = 1396771.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 1396771.330 \times (12.800 / 0.3)^{-3/4} = 83667.88 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 83667.880 = 27889.29 \text{ kN/m}^3$$

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 풍화토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(12.800 \times 12.800)} = 12.800 \text{ m} \\ K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 467438.4 = 3116256.00 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 3116256.000 \times (12.800 / 0.3)^{-3/4} = 186666.59 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 186666.590 = 62222.20 \text{ kN/m}^3$$

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(7.240 \times 7.240)} = 7.240 \text{ m} \\ K_{ho} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 209515.7 = 1396771.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 1396771.330 \times (7.240 / 0.3)^{-3/4} = 128281.00 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 128281.000 = 42760.33 \text{ kN/m}^3$$

(4) 측벽 : 제3토층 , 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(7.240 \times 7.240)} = 7.240 \text{ m} \\ K_{ho} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 467438.4 = 3116256.00 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 3116256.000 \times (7.240 / 0.3)^{-3/4} = 286200.34 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 286200.340 = 95400.11 \text{ kN/m}^3$$

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.009/2 + 1.009/2) = 84428 \text{ kN/m}$	18~27
Ksb1	$K_{sb} \times (1.009/2 + 1.009/2) = 28143 \text{ kN/m}$	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	$K_h \times (1.148/2 + 1.148/2) = 328558 \text{ kN/m}$	13~16, 29~32
Kss1	$K_{ss} \times (1.148/2 + 1.148/2) = 109519 \text{ kN/m}$	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.009/2 + 1.009/2) = 188363 \text{ kN/m}$	2~11
Ksb1	$K_{sb} \times (1.009/2 + 1.009/2) = 62788 \text{ kN/m}$	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.700/2 + 1.009/2) = 252848 \text{ kN/m}$	1, 12
Ksb1	$K_h \times (1.148/2 + 1.500/2) = 378929 \text{ kN/m}$	
Kv2	$K_v \times (1.009/2 + 1.700/2) = 113332 \text{ kN/m}$	17, 28
Ksb2	$K_h \times (1.148/2 + 1.500/2) = 169844 \text{ kN/m}$	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(12.800 \times 12.800)} = 12.800 \text{ m} \\ K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 134022.2 = 893481.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 893481.330 \times (12.800 / 0.3)^{-3/4} = 53520.35 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 53520.350 = 17840.12 \text{ kN/m}^3$$

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 풍화토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(12.800 \times 12.800)} = 12.800 \text{ m} \\ K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 299262.5 = 1995083.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 1995083.330 \times (12.800 / 0.3)^{-3/4} = 119507.32 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 119507.320 = 39835.77 \text{ kN/m}^3$$

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(7.240 \times 7.240)} = 7.240 \text{ m} \\ K_{ho} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 134022.2 = 893481.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 893481.330 \times (7.240 / 0.3)^{-3/4} = 82058.30 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 82058.300 = 27352.77 \text{ kN/m}^3$$

(4) 측벽 : 제3토층 , 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(7.240 \times 7.240)} = 7.240 \text{ m} \\ K_{ho} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 299262.5 = 1995083.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 1995083.330 \times (7.240 / 0.3)^{-3/4} = 183230.62 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 183230.620 = 61076.87 \text{ kN/m}^3$$

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.009/2 + 1.009/2) = 54007 \text{ kN/m}$	18~27
Ksb1	$K_{sb} \times (1.009/2 + 1.009/2) = 18002 \text{ kN/m}$	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	$K_h \times (1.148/2 + 1.148/2) = 210349 \text{ kN/m}$	13~16, 29~32
Kss1	$K_{ss} \times (1.148/2 + 1.148/2) = 70116 \text{ kN/m}$	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.009/2 + 1.009/2) = 120594 \text{ kN/m}$	2~11
Ksb1	$K_{sb} \times (1.009/2 + 1.009/2) = 40198 \text{ kN/m}$	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.700/2 + 1.009/2) = 161878 \text{ kN/m}$	1, 12
Ksb1	$K_h \times (1.148/2 + 1.500/2) = 242597 \text{ kN/m}$	
Kv2	$K_v \times (1.009/2 + 1.700/2) = 72496 \text{ kN/m}$	17, 28
Ksb2	$K_h \times (1.148/2 + 1.500/2) = 108645 \text{ kN/m}$	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설 계 지 진	성능기 준 재현주기	기 능 수 행	봉 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

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) : $KH = I \times Ca = 0.57 \times 0.13 = 0.074$
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : $KH = I \times Ca = 1.40 \times 0.13 = 0.182$

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구제자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

$$\begin{aligned}
 & \text{- ASPHALT 포장하중} && : 0.500 \times 23.00 && = 11.500 \text{ kN/m}^2 \\
 & \text{- 토 사} && : 11.256 \times 19.00 && = 213.864 \text{ kN/m}^2 \\
 & \text{∴ Total Wd1} && = 225.364 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

$$\begin{aligned}
 & \text{- ASPHALT 포장하중} && : 0.500 \times 23.00 && = 11.500 \text{ kN/m}^2 \\
 & \text{- 흙(지하수위 이상)} && : 0.500 \times 19.00 && = 9.500 \text{ kN/m}^2 \\
 & \text{- 흙(지하수위 이하)} && : 10.756 \times 10.00 && = 107.560 \text{ kN/m}^2 \\
 & \text{∴ Total Wd2} && = 128.560 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m ²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m ²)
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 (W11) - 토피 11.756m

$$- W11 = 10.000 \text{ kN/m}^2$$

② 측벽에 작용하는 하중 (W12)

$$- W12 = 10.000 \times 0.500 = 5.000 \text{ kN/m}^2$$

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

$$\begin{aligned}
 Wh1 &= (0.500 \times 23.000 + 12.006 \times 19.000) \times 0.500 &= 119.807 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh2 &= 119.807 + 1.148 \times 19.000 \times 0.500 &= 130.713 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh3 &= 130.713 + 1.148 \times 19.000 \times 0.500 &= 141.619 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh4 &= 141.619 + 1.148 \times 19.000 \times 0.500 &= 152.525 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh5 &= 152.525 + 1.148 \times 19.000 \times 0.500 &= 163.431 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh6 &= 163.431 + 1.148 \times 19.000 \times 0.500 &= 174.337 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

$$\begin{aligned}
 Wh1 &= (0.500 \times 23.000 + 0.500 \times 19.000 + 11.506 \times 10.00) &= 68.030 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh2 &= 68.030 + 1.148 \times 10.000 \times 0.500 &= 73.770 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh3 &= 73.770 + 1.148 \times 10.000 \times 0.500 &= 79.510 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh4 &= 79.510 + 1.148 \times 10.000 \times 0.500 &= 85.250 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh5 &= 85.250 + 1.148 \times 10.000 \times 0.500 &= 90.990 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh6 &= 90.990 + 1.148 \times 10.000 \times 0.500 &= 96.730 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

$$- Ww1 = 10.756 \times 10.000 = 107.560 \text{ kN/m}^2$$

② 측벽에 작용하는 하중

$$\begin{aligned}
 - Ww2 &= 11.506 \times 10.000 &= 115.060 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww3 &= 115.060 + 1.148 \times 10.000 &= 126.540 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww4 &= 126.540 + 1.148 \times 10.000 &= 138.020 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww5 &= 138.020 + 1.148 \times 10.000 &= 149.500 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww6 &= 149.500 + 1.148 \times 10.000 &= 160.980 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww7 &= 160.980 + 1.148 \times 10.000 &= 172.460 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

$$- Ww8 = (11.756 + 7.240 - 1.000) \times 10.000 = 179.960 \text{ kN/m}^2$$

7) 온도하중

- 온도의 승강은 $\pm 10^\circ \text{C}$ 로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 $\alpha = 0.00001$ 으로 한다.

8) 건조수축

- 15°C 의 온도하중으로 변환 설계.

$$- \text{건조수축계수} \quad \varepsilon = 15 \times 10^{-5}$$

$$- \text{온도선팽창 계수} \quad \alpha = 1.0 \times 10^{-5}$$

$$- \Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15^\circ \text{C}$$

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(T_g)

$$T_g = \sum_{i=1}^N \frac{4H_i}{V_{si}}$$

지 반	H_i (m)	V_{si} (m/sec)		γ (kN/m ³)	T_g' (sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	0.013	248.600	198.900	19.000	0.000	0.000
매립토	3.700	145.400	116.300	19.000	0.102	0.127
퇴적토	9.300	197.300	157.800	20.000	0.189	0.236
풍화토	7.000	294.700	235.800	20.000	0.095	0.119
풍화암	4.000	294.700	235.800	20.000	0.054	0.068
연암	5.987	248.600	198.900	20.000	0.096	0.120
계					0.536	0.670

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
T_g (sec)	$1.25T_g' = 1.25 \times 0.536 = 0.670$	$1.25 T_g' = 1.25 \times 0.670 = 0.838$

2) 통제주기(T_s)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
T_s (sec)	$T_s = C_v / (2.5 \times C_a)$ $= 0.180 / (2.5 \times 0.130) = 0.554$	$T_s = C_v / (2.5 \times C_a)$ $= 0.180 / (2.5 \times 0.130) = 0.554$
T_o (sec)	$T_o = 0.2 \times T_s$ $= 0.2 \times 0.554 = 0.111$	$T_o = 0.2 \times T_s$ $= 0.2 \times 0.554 = 0.111$

3) 감쇠율에 대한 보정계수(C_d)

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
C_d	0.800	0.667

단, 별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(S_a) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

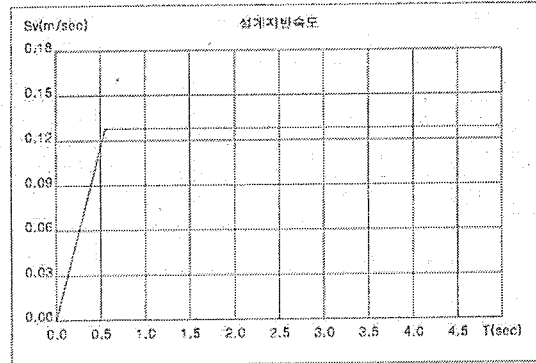
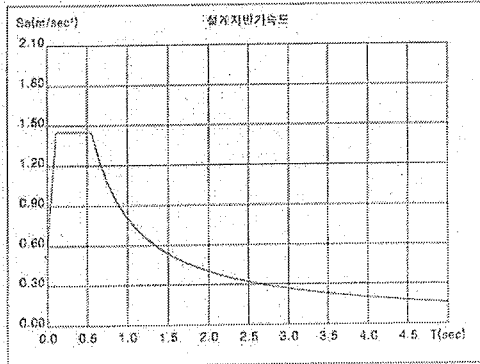
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- $0 \leq T_g < T_o$ 일때 $S_a = [C_a + (2.5 \times C_a - C_a) / T_o \times T_g] \times g \times I \times C_d$ - $T_o \leq T_g < T_s$ 일때 $S_a = 2.5 \times C_a \times g \times I \times C_d$ - $T_g \geq T_s$ 일때 $S_a = C_v \times g \times I \times C_d / T_g = 1.202 \text{ m/s}^2$	- $0 \leq T_g < T_o$ 일때 $S_a = [C_a + (2.5 \times C_a - C_a) / T_o \times T_g] \times g \times I \times C_d$ - $T_o \leq T_g < T_s$ 일때 $S_a = 2.5 \times C_a \times g \times I \times C_d$ - $T_g \geq T_s$ 일때 $S_a = C_v \times g \times I \times C_d / T_g = 1.968 \text{ m/s}^2$

5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

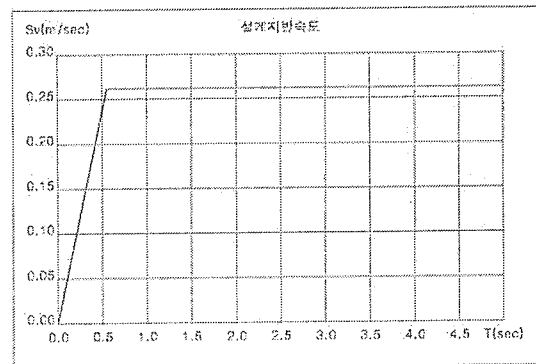
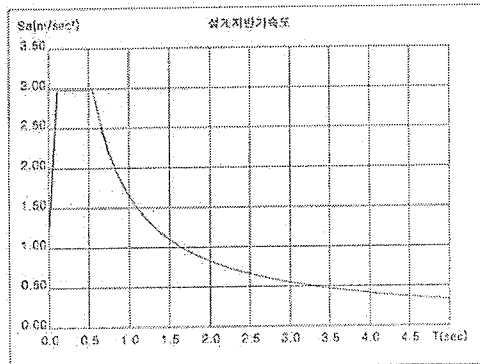
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
$Sv = Tg/2\pi \times Sa = 0.670 / 2\pi \times 1.202$ $= 0.128 \text{ m/s}$	$Sv = Tg/2\pi \times Sa = 0.838 / 2\pi \times 1.968$ $= 0.262 \text{ m/s}$

6) 설계응답 응답스펙트럼

(1) 기능수행수준



(2) 붕괴방지수준



7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 12.506 m
- 하부슬래브 EL. = 18.246 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$$

$$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.670 \times \cos(\pi \times 12.506 / (2 \times 30.000)) = 0.013784$$

$$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.670 \times \cos(\pi \times 18.246 / (2 \times 30.000)) = 0.010033$$

(2) 붕괴방지 수준

$$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.838 \times \cos(\pi \times 12.506 / (2 \times 30.000)) = 0.035289$$

$$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.838 \times \cos(\pi \times 18.246 / (2 \times 30.000)) = 0.025686$$

$$Po = Ksb, top \times (U(Zu) - U(Zb))$$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 27889.290 \times (0.013784 - 0.010033)$ $= 104.613 \text{ kN/m}^2$	$Po = 17840.120 \times (0.035289 - 0.025686)$ $= 171.319 \text{ kN/m}^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$$P(z) = K_h \times (U_h(z) - U_h(b))$$

(1) 기능수행수준

z(m)	K_h (kN/m ³)	$U(z_h)$ (m)	$U(z_h) - U(z_b)$ (m)	$P(z)$ (kN/m ²)
12.506	128281.000	0.013784	0.003751	481.182
13.654	286200.340	0.013123	0.003090	884.359
14.802	286200.340	0.012415	0.002382	681.729
15.950	286200.340	0.011662	0.001629	466.220
17.098	286200.340	0.010867	0.000834	238.691
18.246	286200.340	0.010033	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	K_h (kN/m ³)	$U(z_h)$ (m)	$U(z_h) - U(z_b)$ (m)	$P(z)$ (kN/m ²)
12.506	82058.300	0.035289	0.009603	788.006
13.654	183230.620	0.033597	0.007911	1449.537
14.802	183230.620	0.031785	0.006099	1117.524
15.950	183230.620	0.029857	0.004171	764.255
17.098	183230.620	0.027822	0.002136	391.381
18.246	183230.620	0.025686	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

$$V_u = G_d \times U_{h1}, V_b = G_d \times U_{h2}, V_s = (V_u + V_b) / 2$$

$$U_{h1} = 1 / (\pi \times H) \times S_v \times T_g \times \sin(\pi \times Z_u / (2 \times H))$$

$$U_{h2} = 1 / (\pi \times H) \times S_v \times T_g \times \sin(\pi \times Z_b / (2 \times H))$$

구분	기능수행수준 (kN/m ²)	붕괴방지수준 (kN/m ²)
V_u	$79362.000 \times 0.000525 = 41.670$	$50766.000 \times 0.001345 = 68.280$
V_b	$177060.000 \times 0.000722 = 127.840$	$113357.000 \times 0.001848 = 209.480$
V_s	$(41.670 + 127.840) / 2 = 84.760$	$(68.280 + 209.480) / 2 = 138.880$

10) 구체 관성력

$$f_i = A_i \times r_{con} \times c \times K_H \times (1 - 0.015 \times Z_i)$$

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f_u = 1.500 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 11.756)$ = 2.286	$f_u = 1.500 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 11.756)$ = 5.621

② 하부슬래브

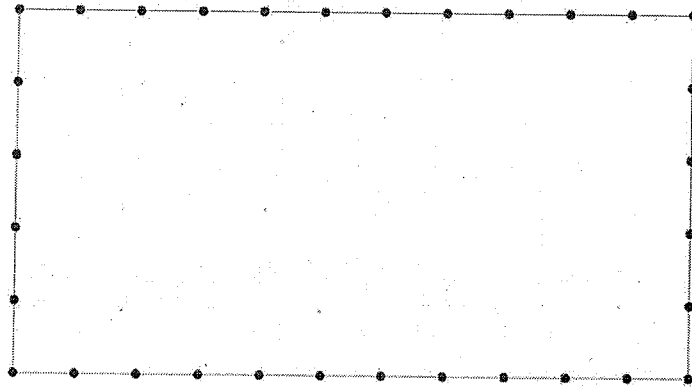
기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f_b = 1.500 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 17.496)$ = 2.047	$f_b = 1.500 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 17.496)$ = 5.034

③ 측벽

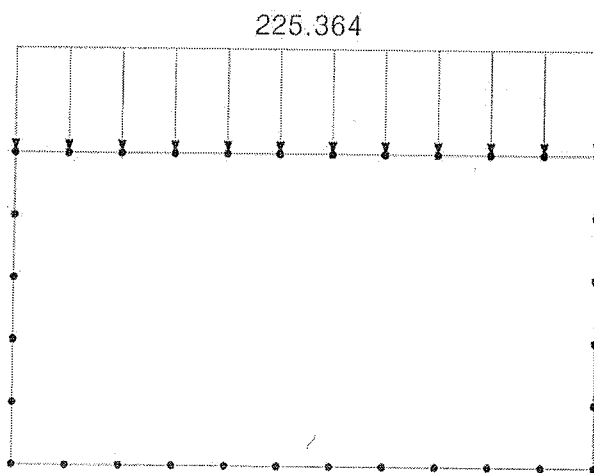
기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f_1 = 1.700 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 11.756)$ = 2.590	$f_1 = 1.700 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 11.756)$ = 6.371
$f_2 = 1.700 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 12.904)$ = 2.536	$f_2 = 1.700 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 12.904)$ = 6.238
$f_3 = 1.700 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 14.052)$ = 2.482	$f_3 = 1.700 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 14.052)$ = 6.105
$f_4 = 1.700 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 15.200)$ = 2.428	$f_4 = 1.700 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 15.200)$ = 5.971
$f_5 = 1.700 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 16.348)$ = 2.374	$f_5 = 1.700 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 16.348)$ = 5.838
$f_6 = 1.700 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 17.496)$ = 2.320	$f_6 = 1.700 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 17.496)$ = 5.705

10. 하 중 재 하 (상시)

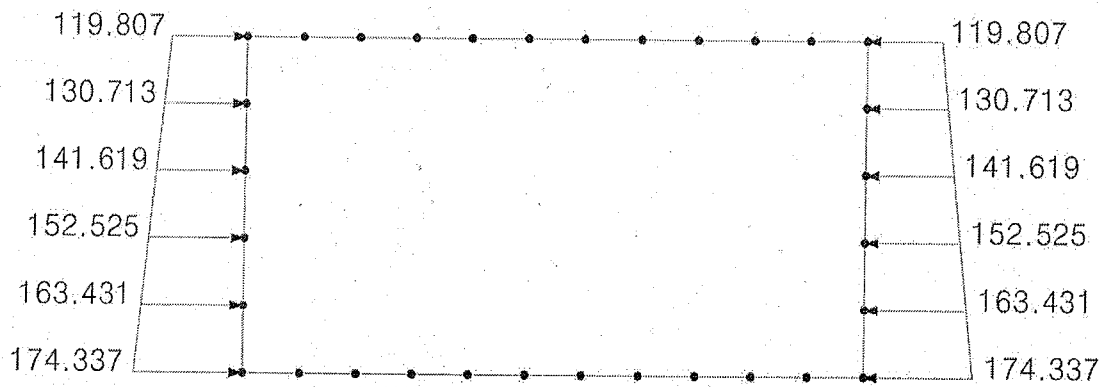
1) CASE1 - 구체자중(SW)



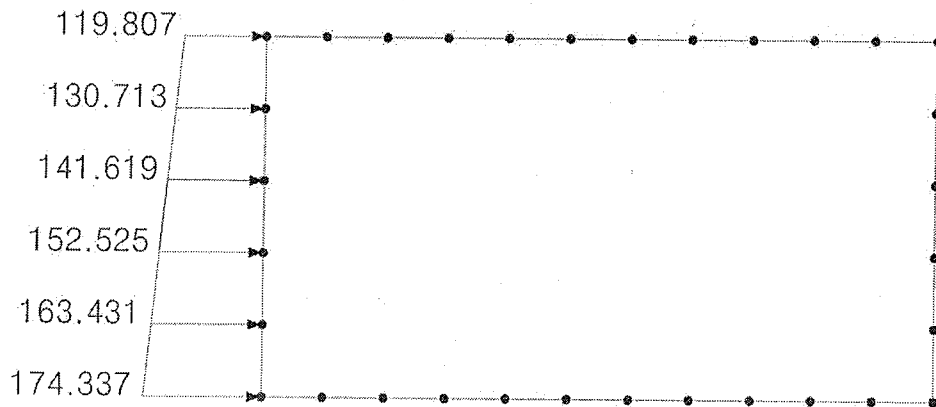
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



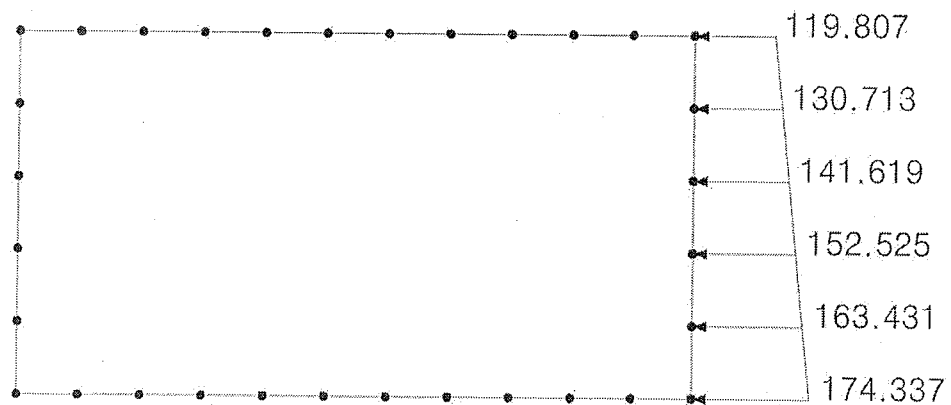
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(S0ILB)



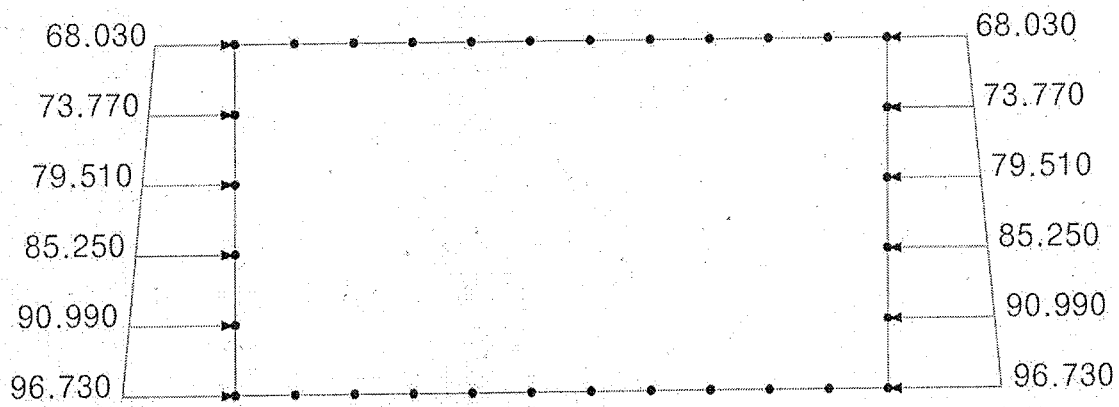
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(S0ILL)



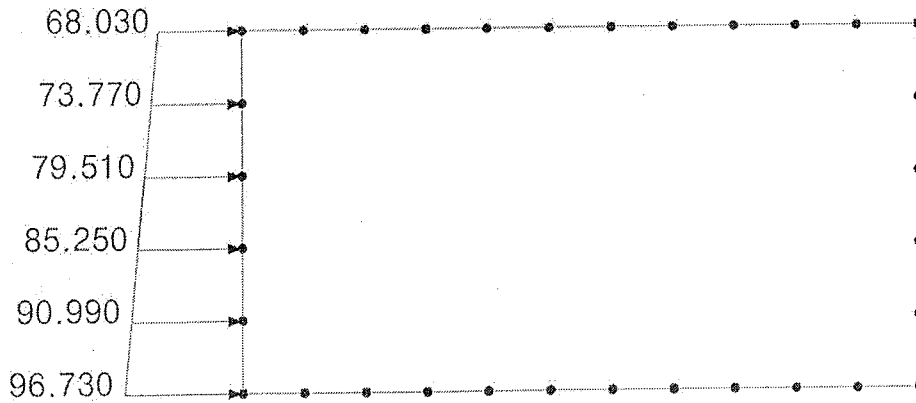
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(S0ILR)



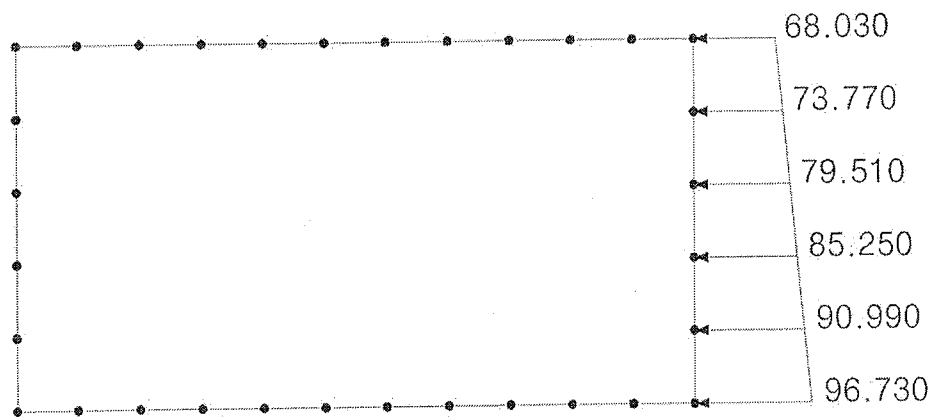
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



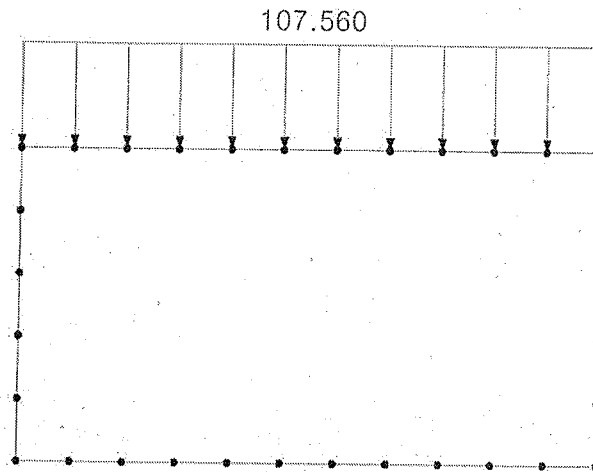
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



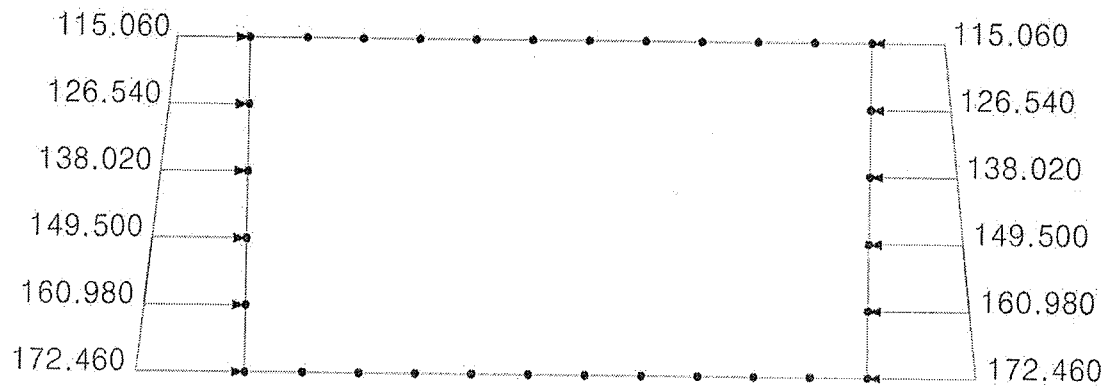
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



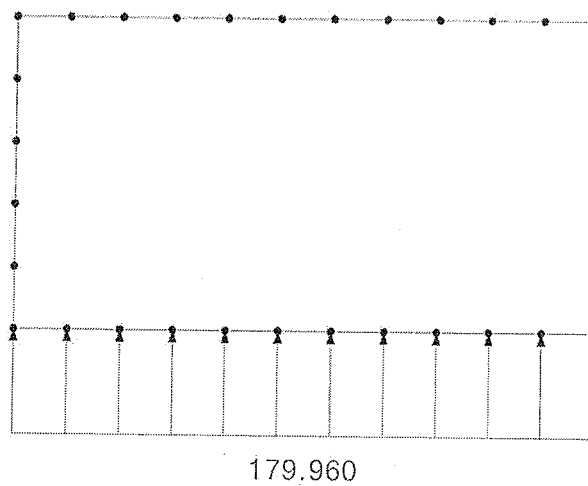
12) CASE12 - 연직수압 (WATERV)



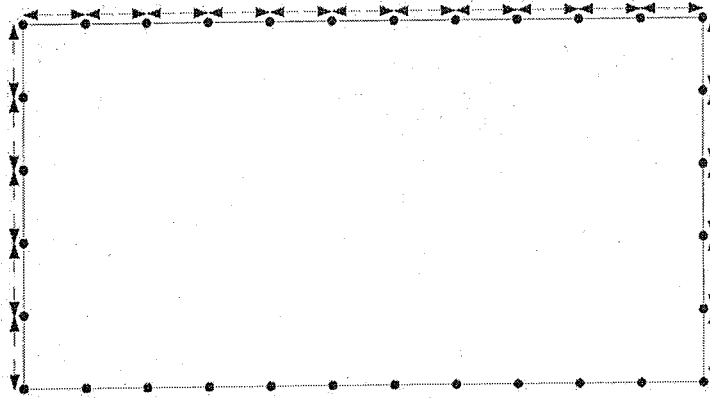
13) CASE13 - 수평수압 (WATERH)



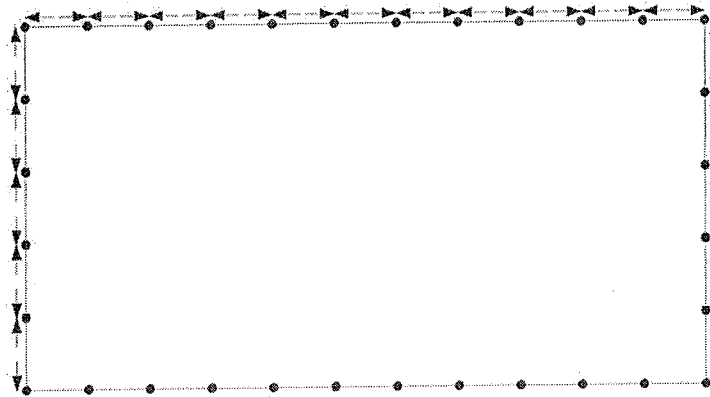
14) CASE14 - 부력 (BUOYANCY)



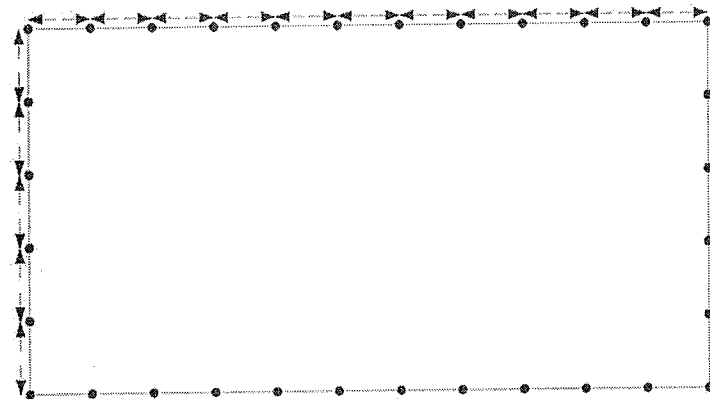
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

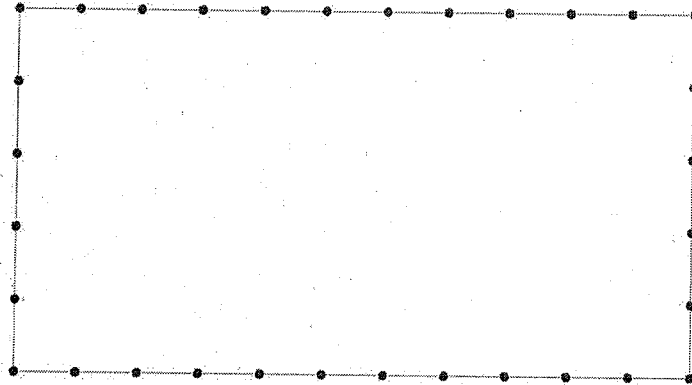


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)



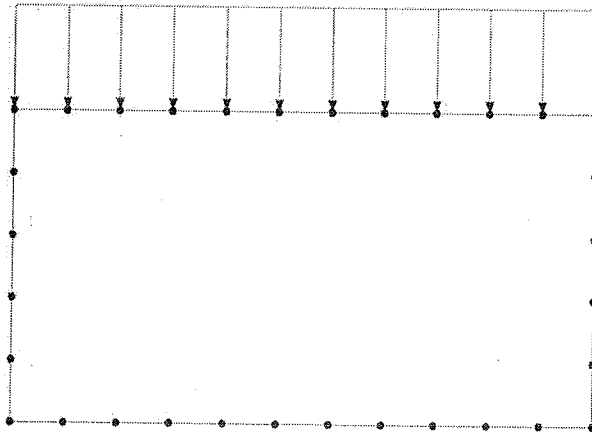
11. 하중 재하 (기능수행)

1) CASE1 - 구체자중(SW)

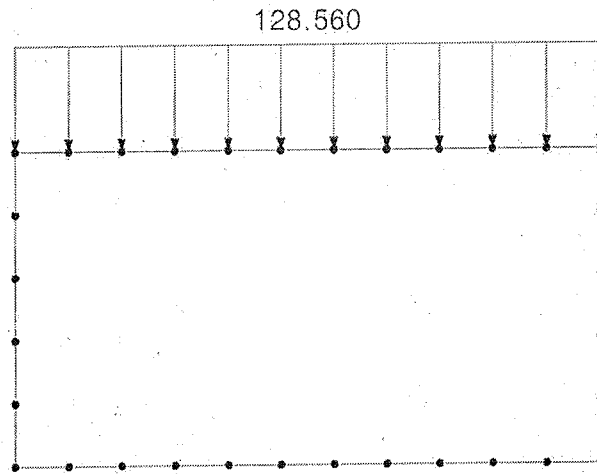


2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)

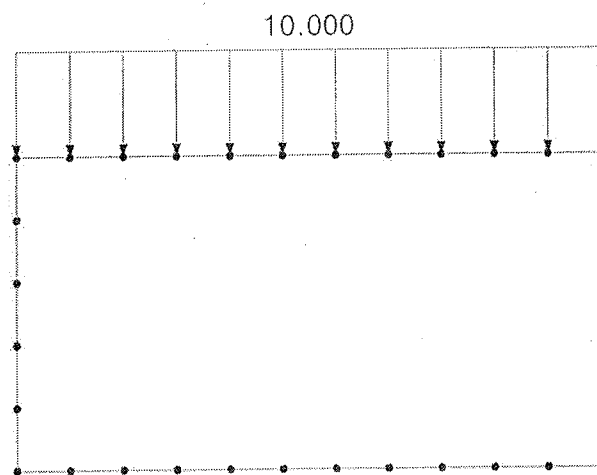
225.364



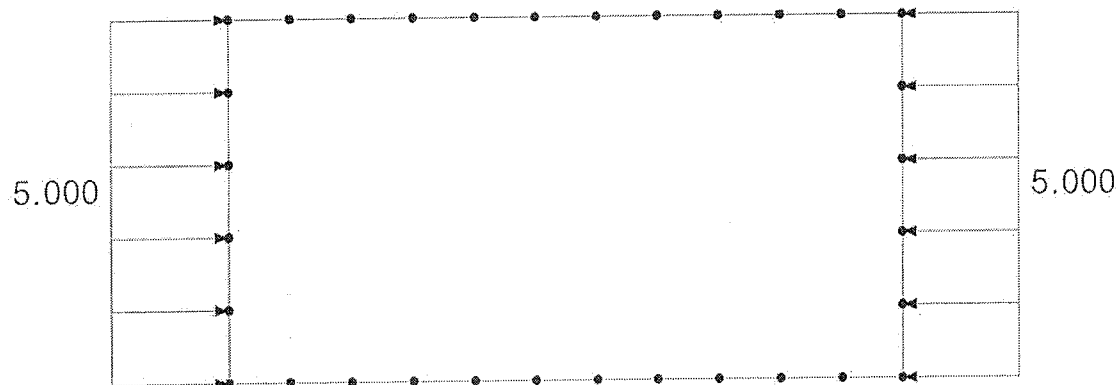
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有 (PAVEW)



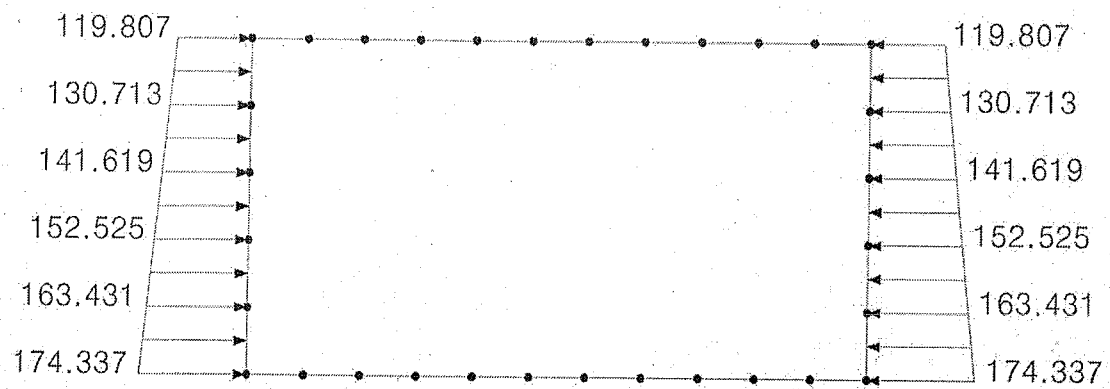
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



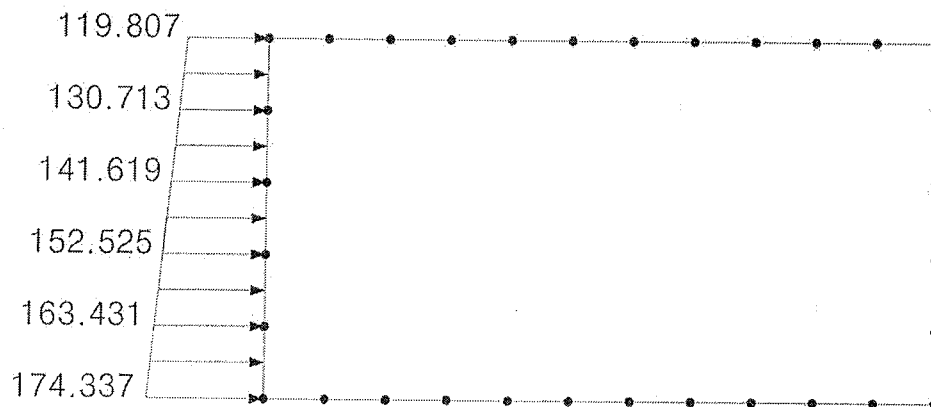
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



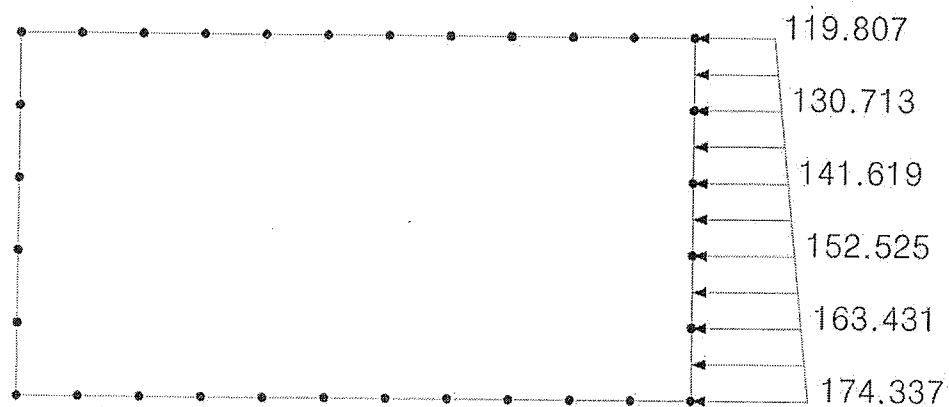
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(S01LBE2)



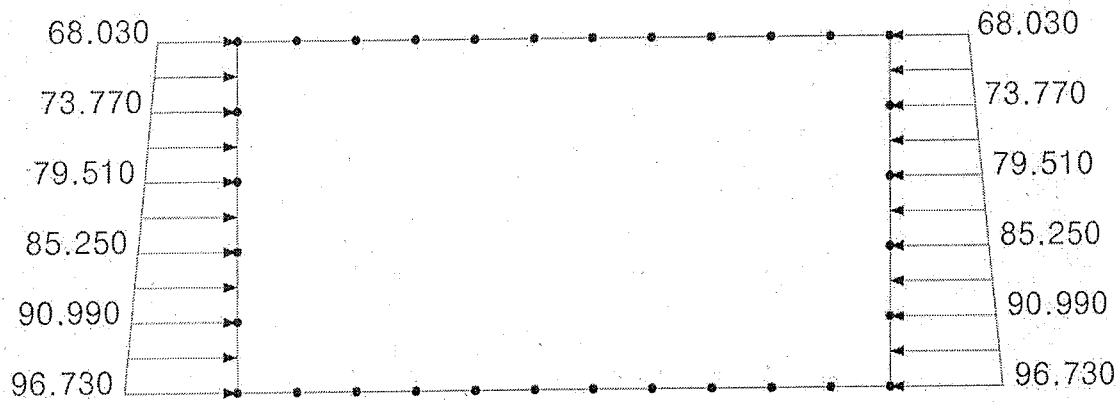
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(S01LLE2)



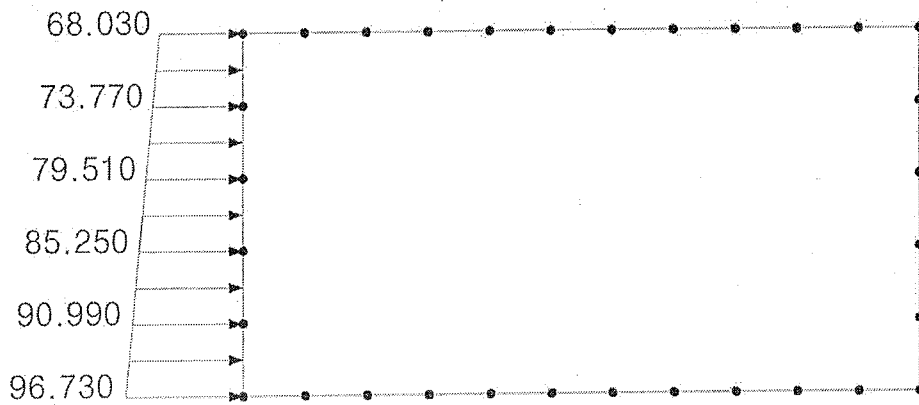
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(S01LRE2)



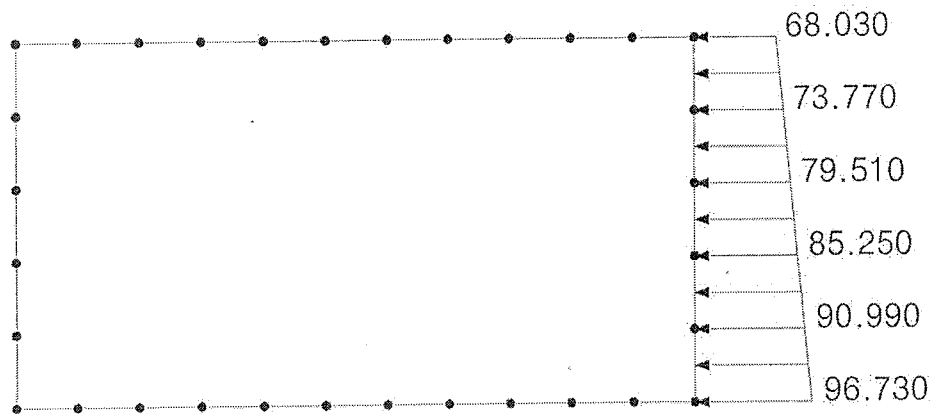
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(S01LBWE2)



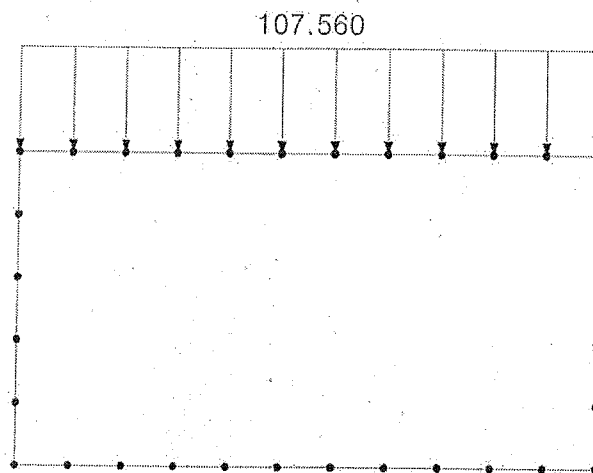
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(S01LLWE2)



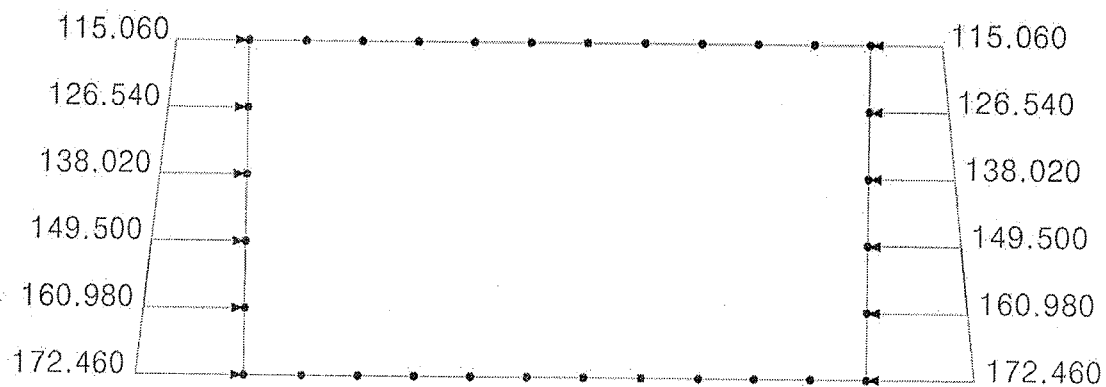
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(S01LRWE2)



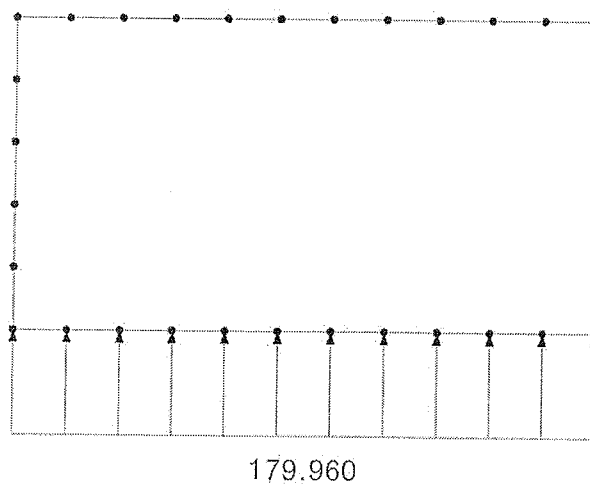
12) CASE12 - 연직수압 (WATERV)



13) CASE13 - 수평수압 (WATERH)

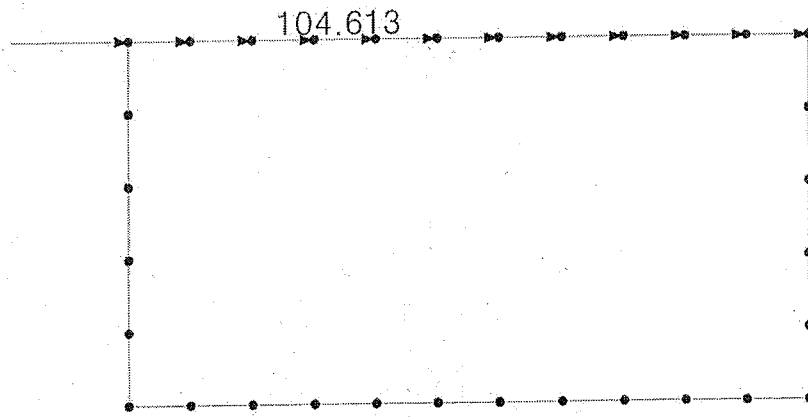


14) CASE14 - 부력 (BUOYANCY)

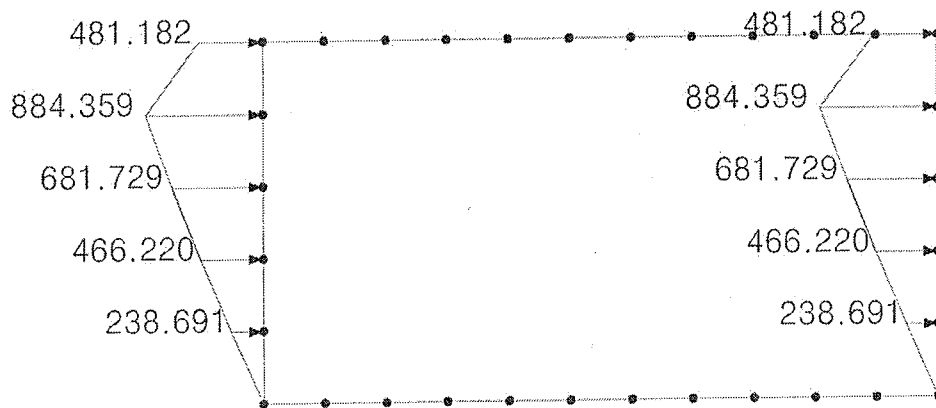


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

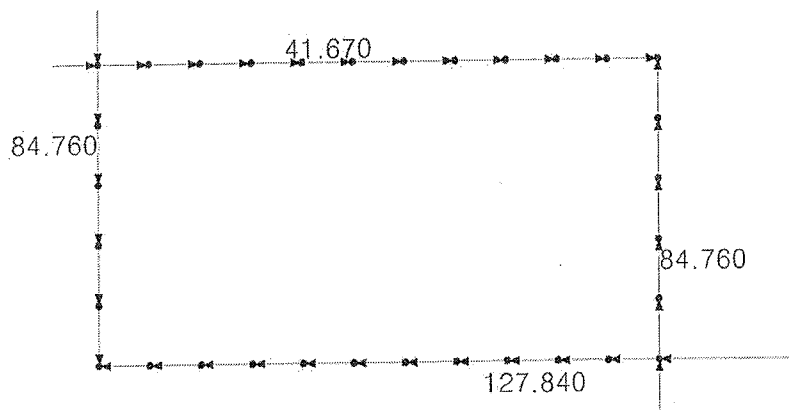
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



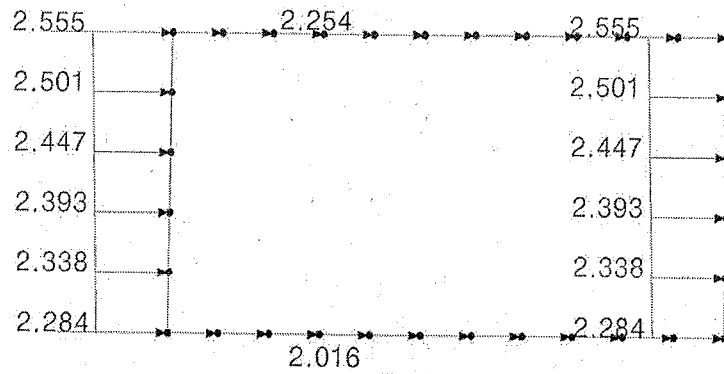
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주변전단력(기능수행)(FUNMS)

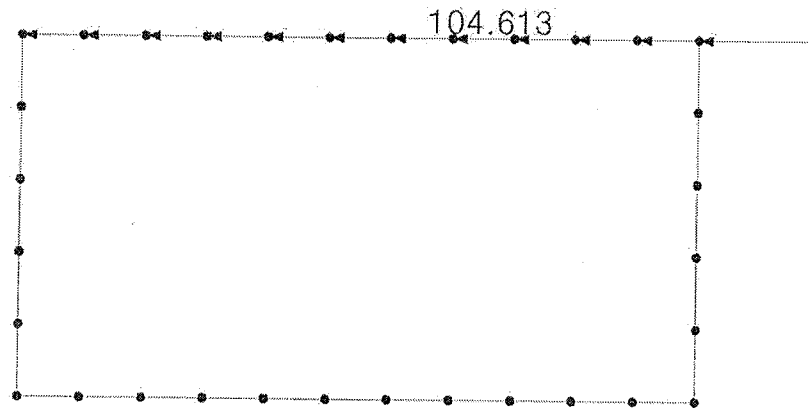


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

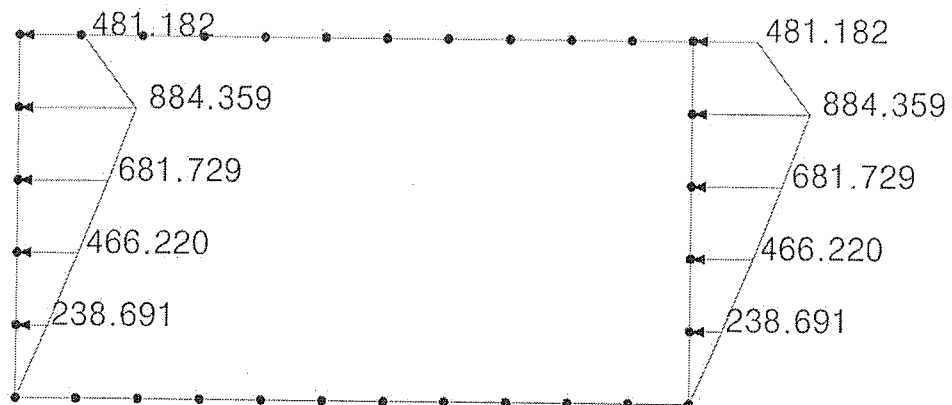


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

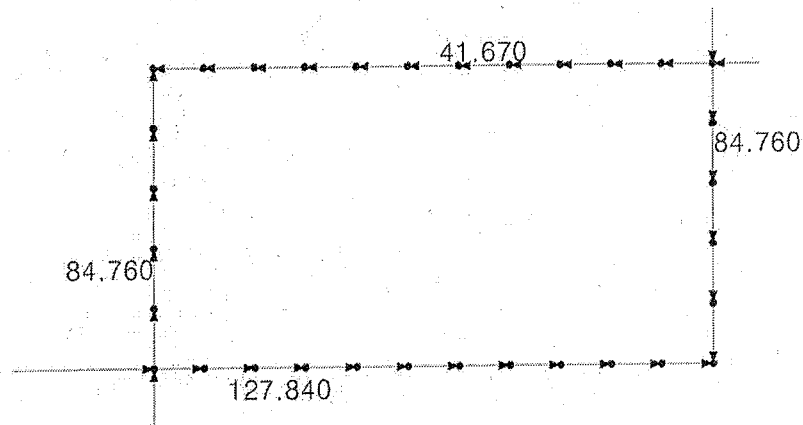
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



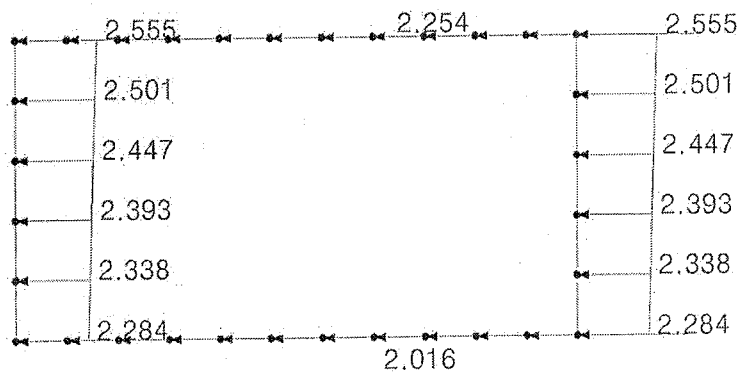
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

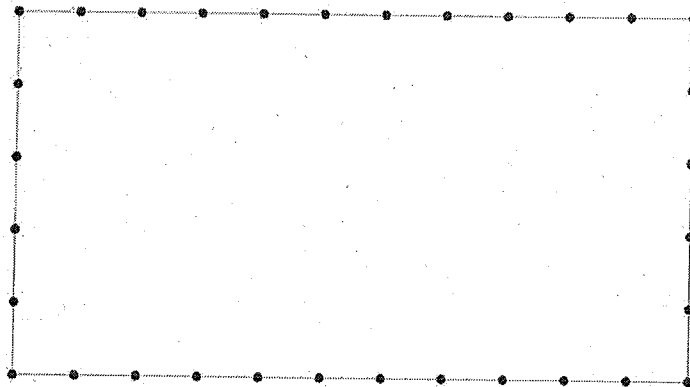


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

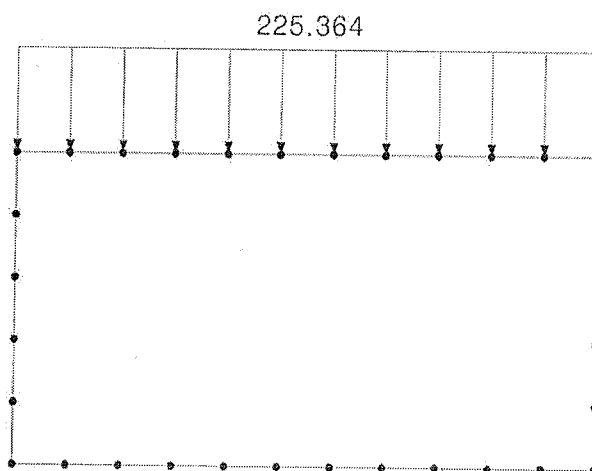


12. 하중 재하 (붕괴방지)

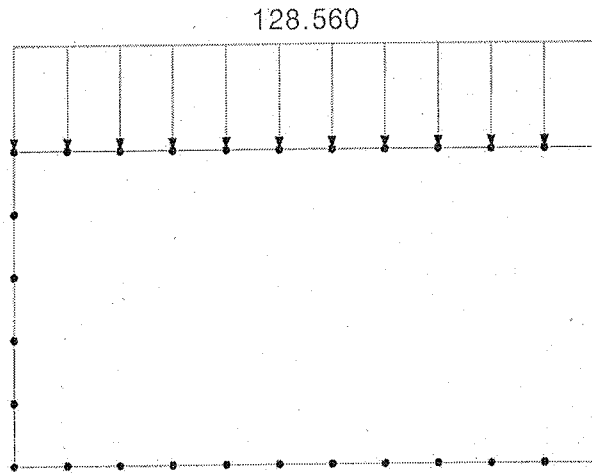
1) CASE1 - 구체자중(SW)



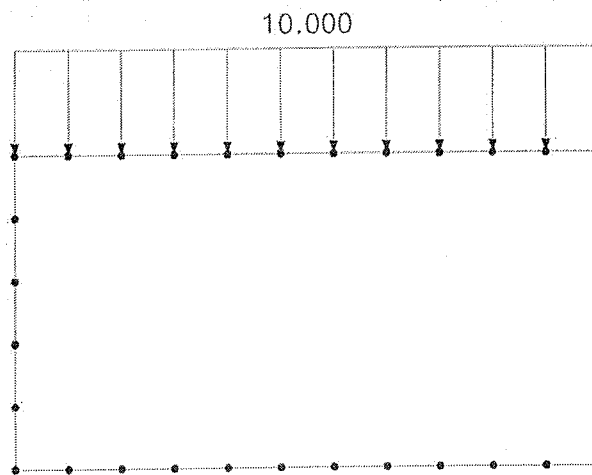
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



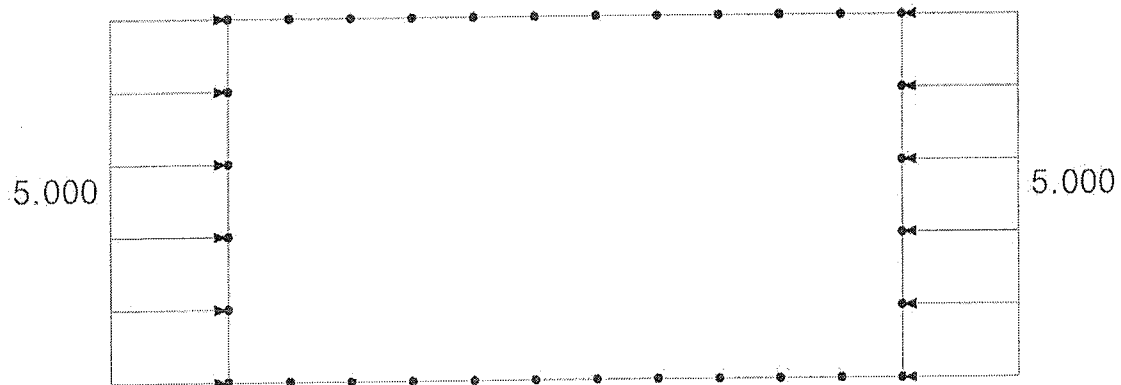
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有 (PAVEW)



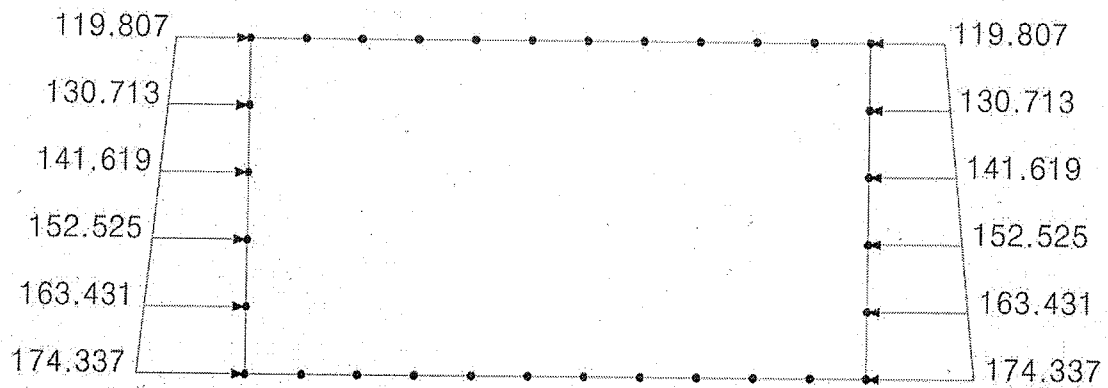
4) CASE4 - 지진시 만재활하중 (LIVEFUE)



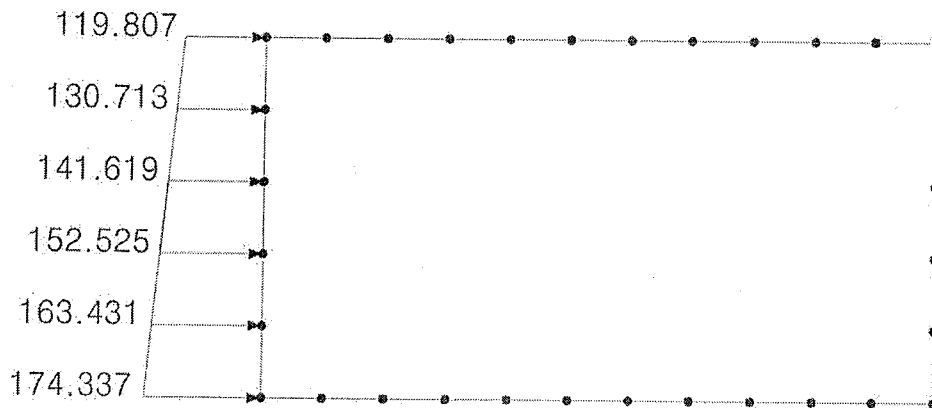
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중 (LIVEFUHE)



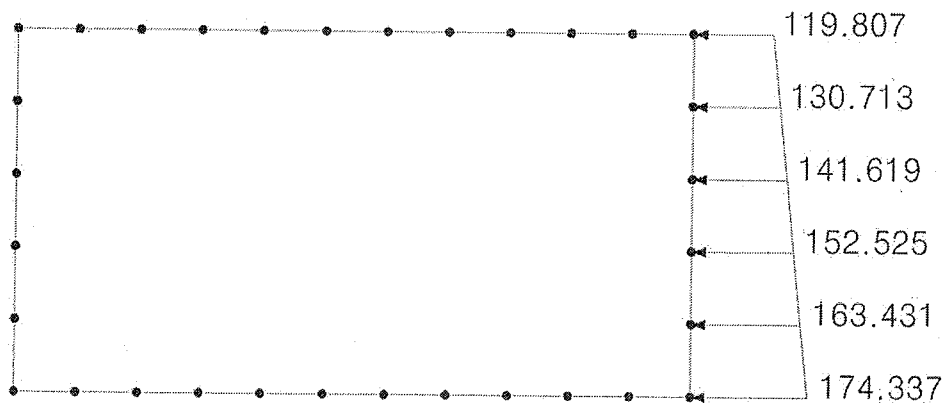
6) CASE6 - 지진시 양토압(S01LBE)



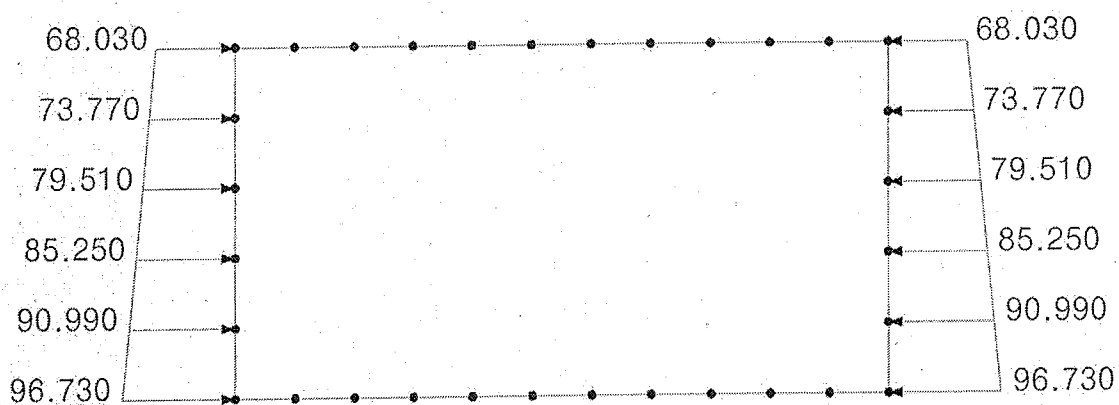
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(S01LLE)



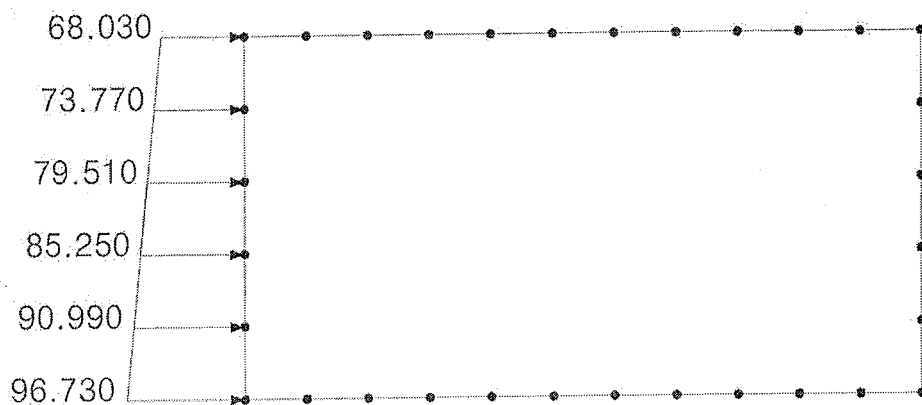
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(S01LRE)



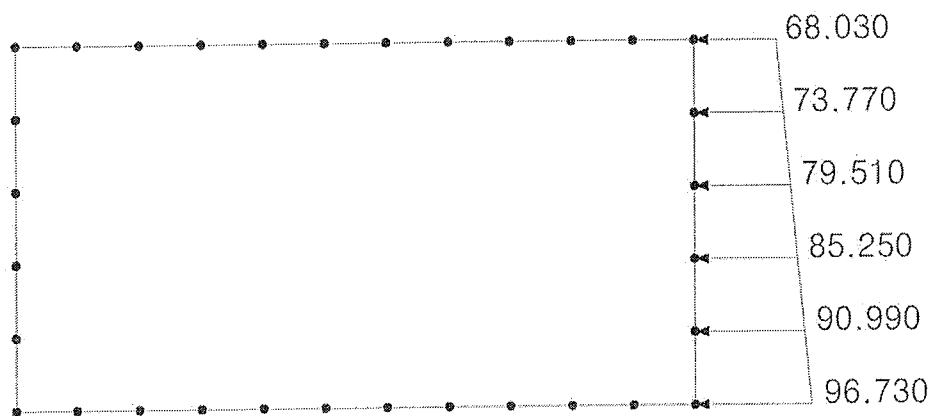
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(S01LBWE)



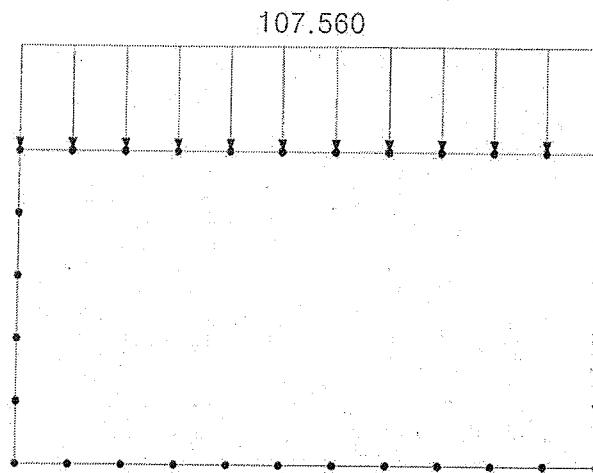
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(S01LLWE)



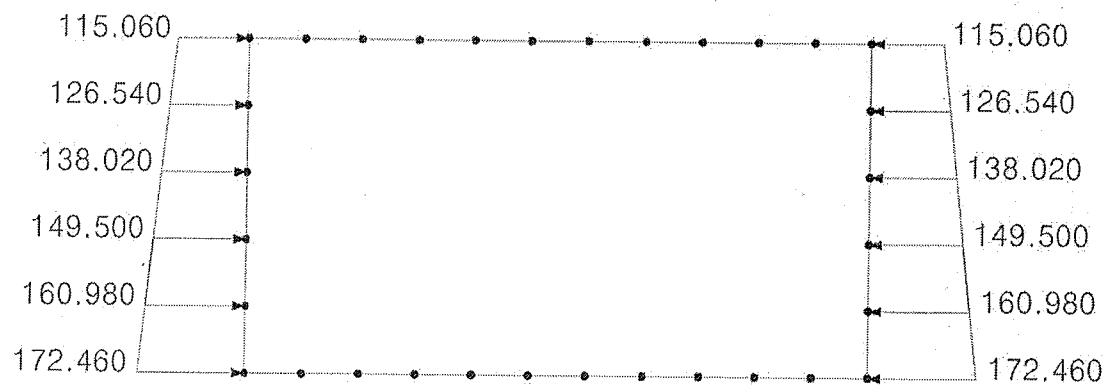
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(S01LRWE)



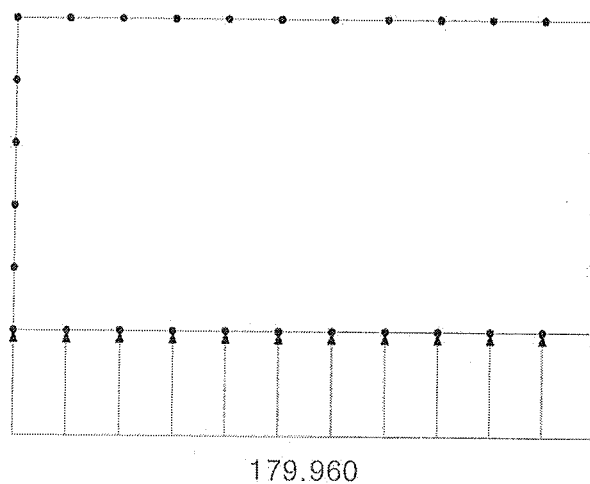
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

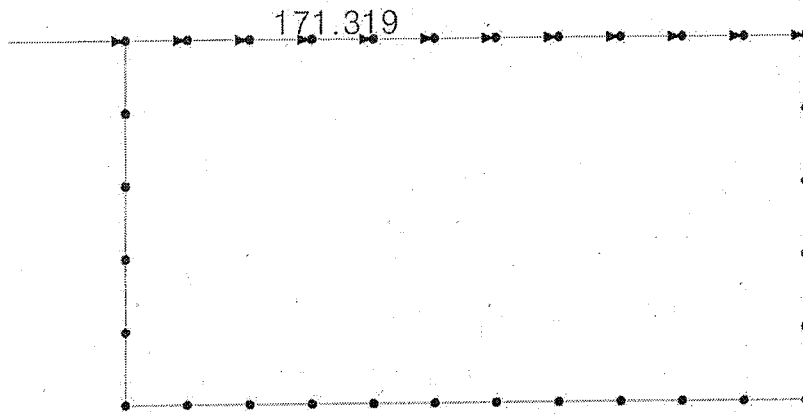


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

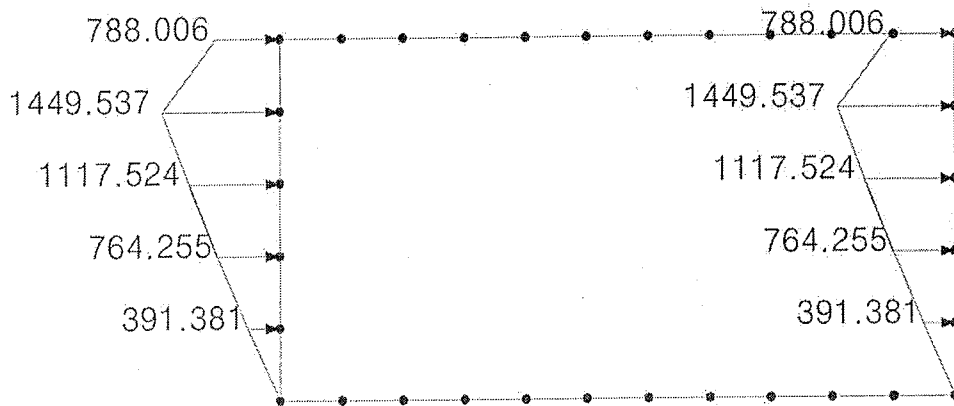


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

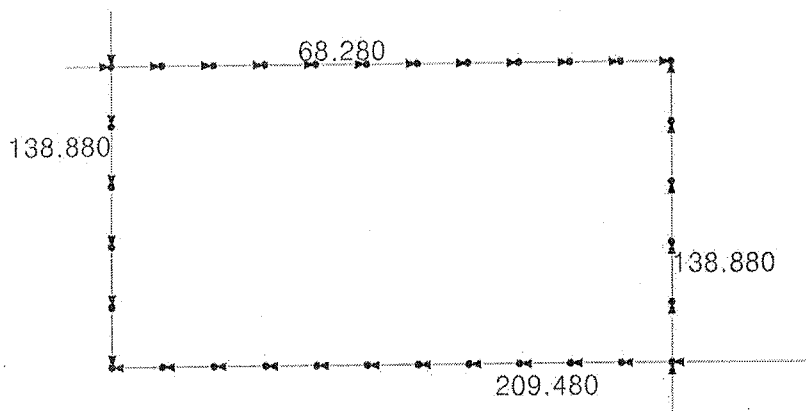
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



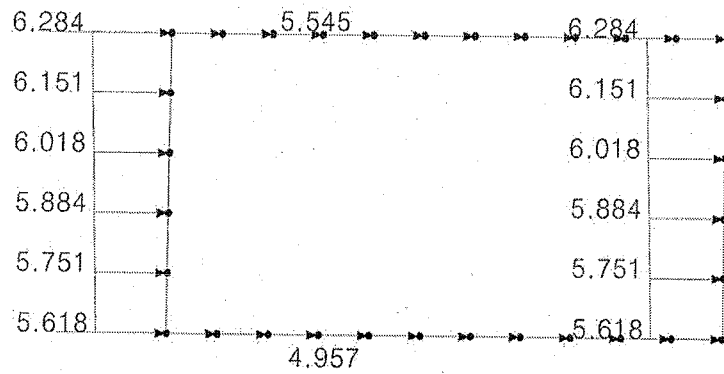
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주변전단력(붕괴방지)(COLMS)

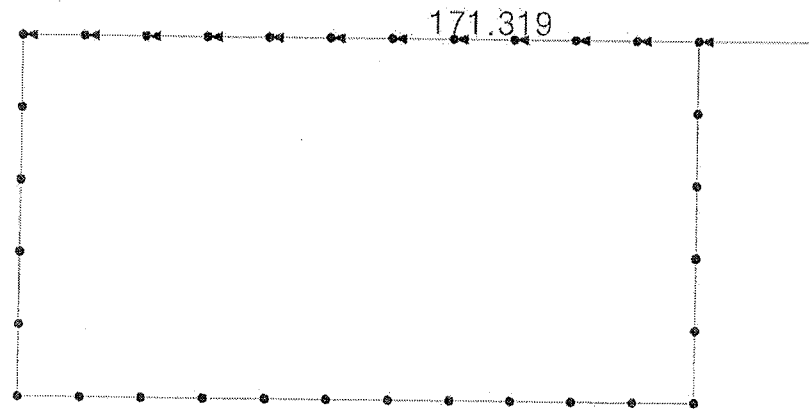


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

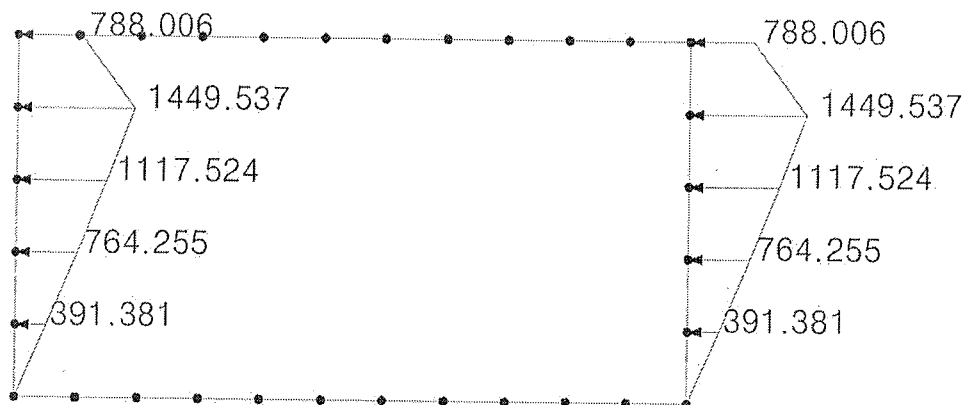


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

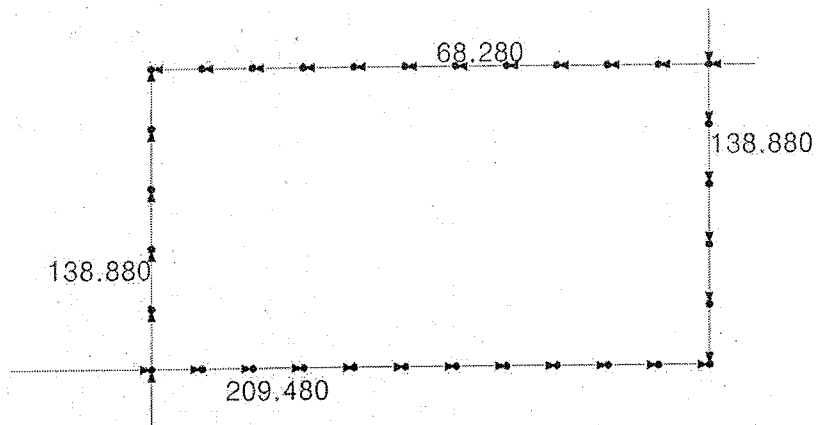
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



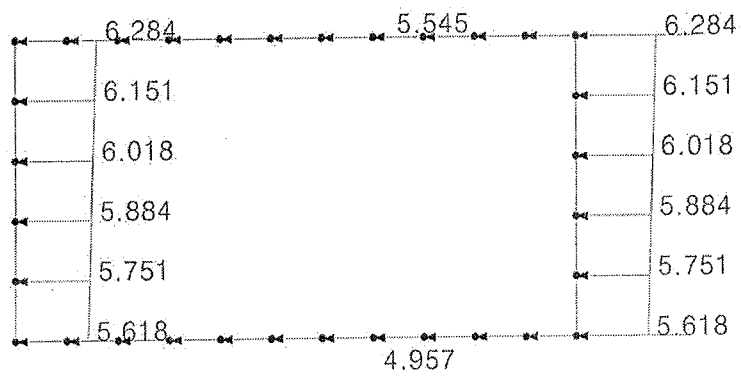
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

$h \leq 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha_H = 1.0$

$h > 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha_H = 1.05 - 0.025h (\geq 0.875) = 0.875$, $h = 11.756 \text{ m}$

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	1.200	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	●

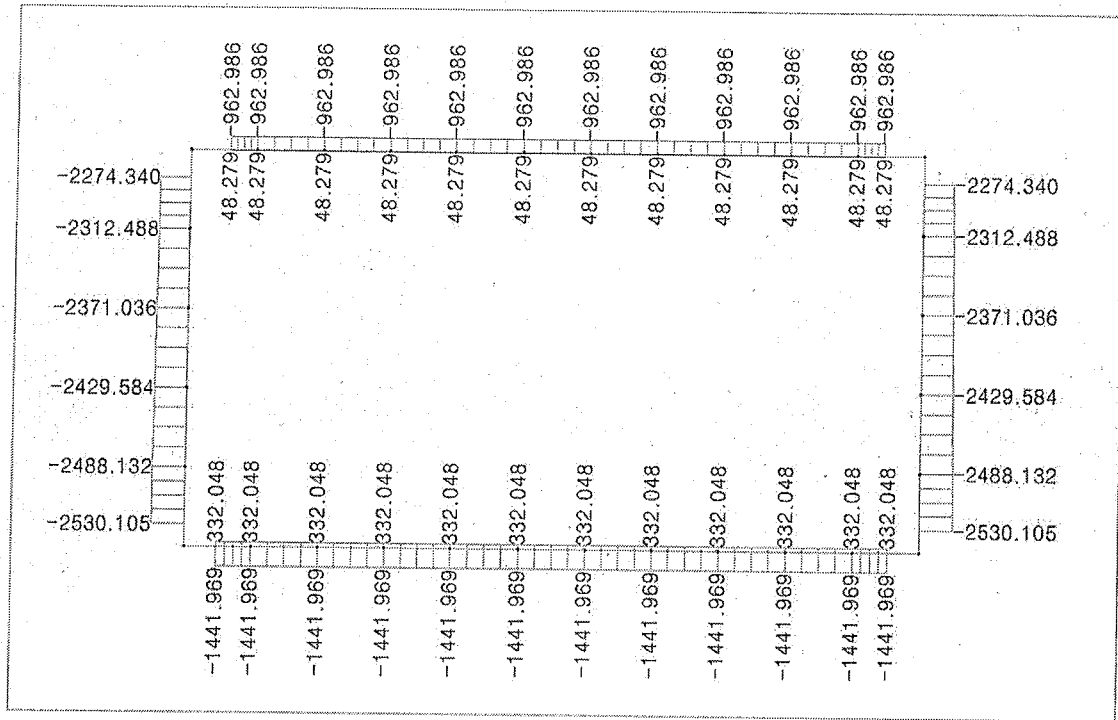
3) 지진시(붕괴방지수준)

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	●

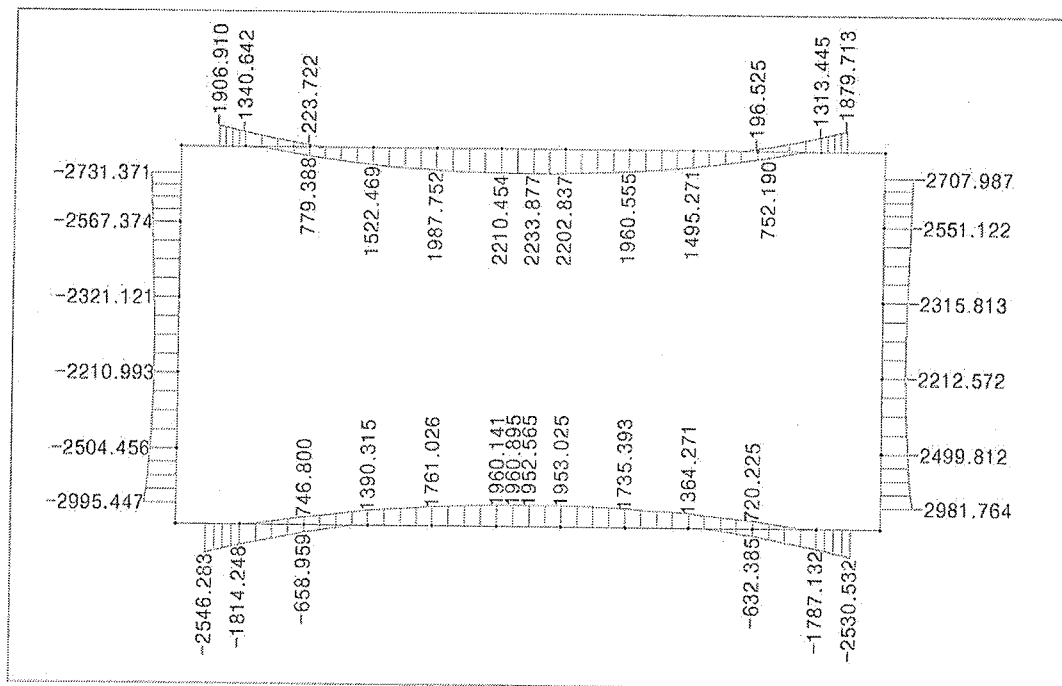
4) 지진시(기능수행수준)

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	●

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



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

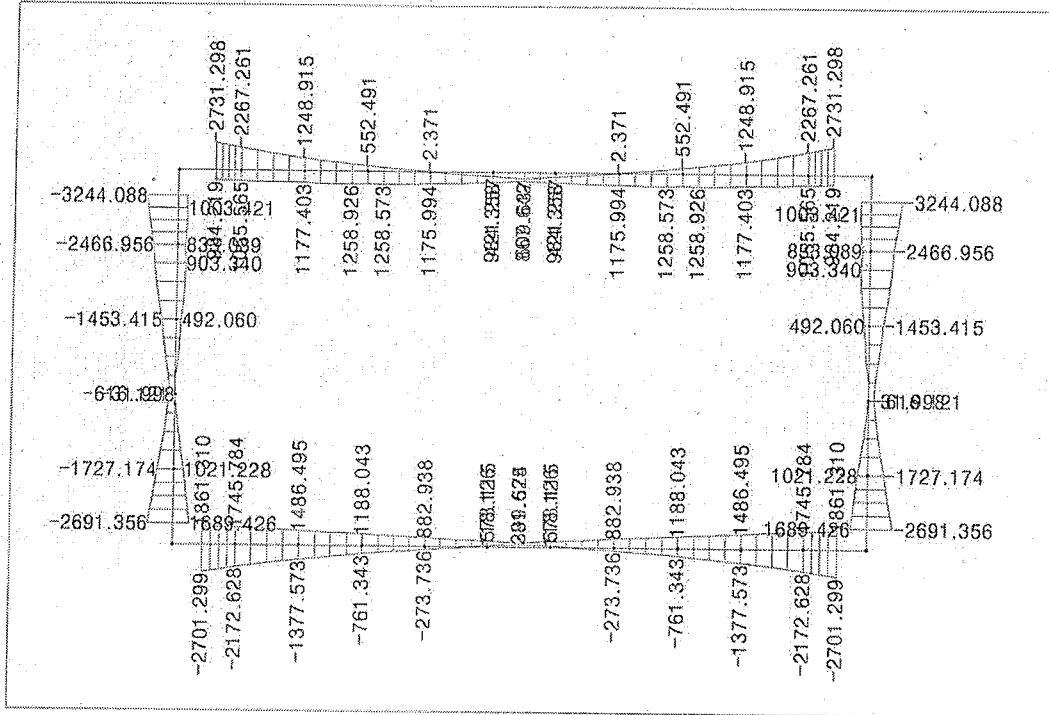


5) 단면력 정리

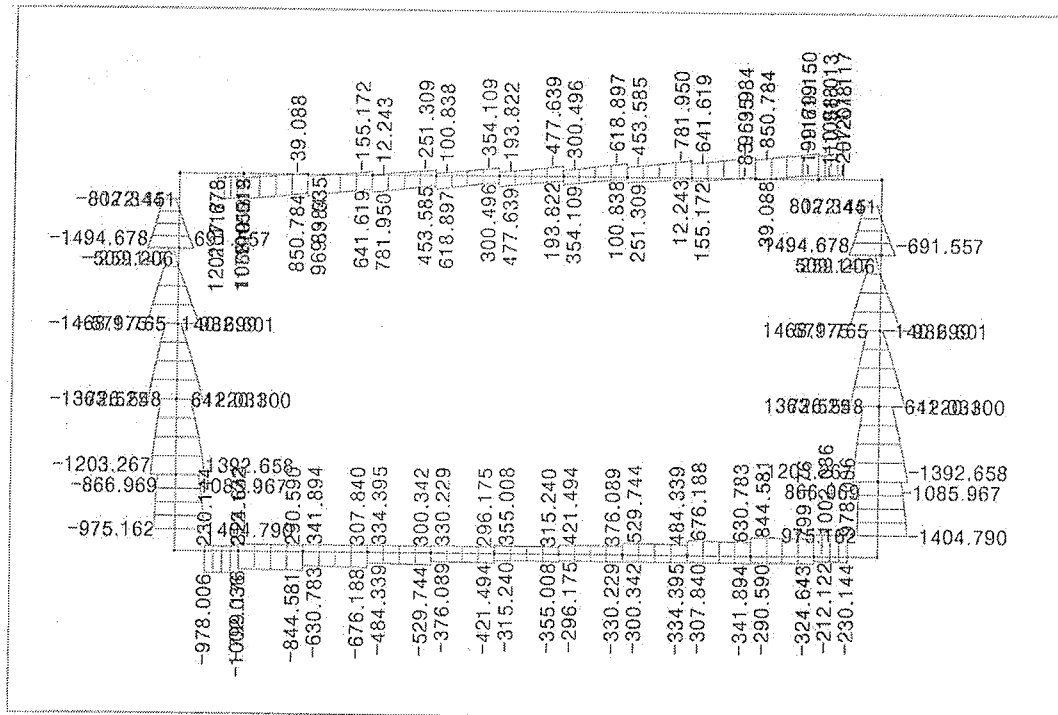
구분	위 치		계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고	
			모멘트	전단력	축력					
			kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	2761.49	1385.99	962.99	1906.91	1000.00	1666.67	
		중앙부(하면)	2	3006.29	143.43	962.99	2233.88	1000.00	1500.00	
		우측 (상면)	3	2717.98	1385.99	962.99	1879.71	1000.00	1666.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (하면)	4	3572.94	1385.19	1441.97	2546.28	1000.00	1500.00	
		중앙부(상면)	5	2673.17	658.63	1441.97	1960.14	1000.00	1500.00	
		우측 (하면)	6	3529.21	1384.72	1441.97	2530.53	1000.00	1500.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	7	3886.42	410.37	2274.34	2731.37	1000.00	1866.67	
		중앙부(외측)	8	2988.05	962.70	2429.58	2210.99	1000.00	1700.00	
		하부 (외측)	9	4097.50	720.81	2530.11	2995.45	1000.00	1700.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	10	3849.01	395.12	2274.34	2707.99	1000.00	1866.67	
		중앙부(외측)	11	2992.56	954.15	2429.58	2212.57	1000.00	1700.00	
		하부 (외측)	12	4075.61	712.27	2530.11	2981.76	1000.00	1700.00	

14.2 지진시(기능수행)

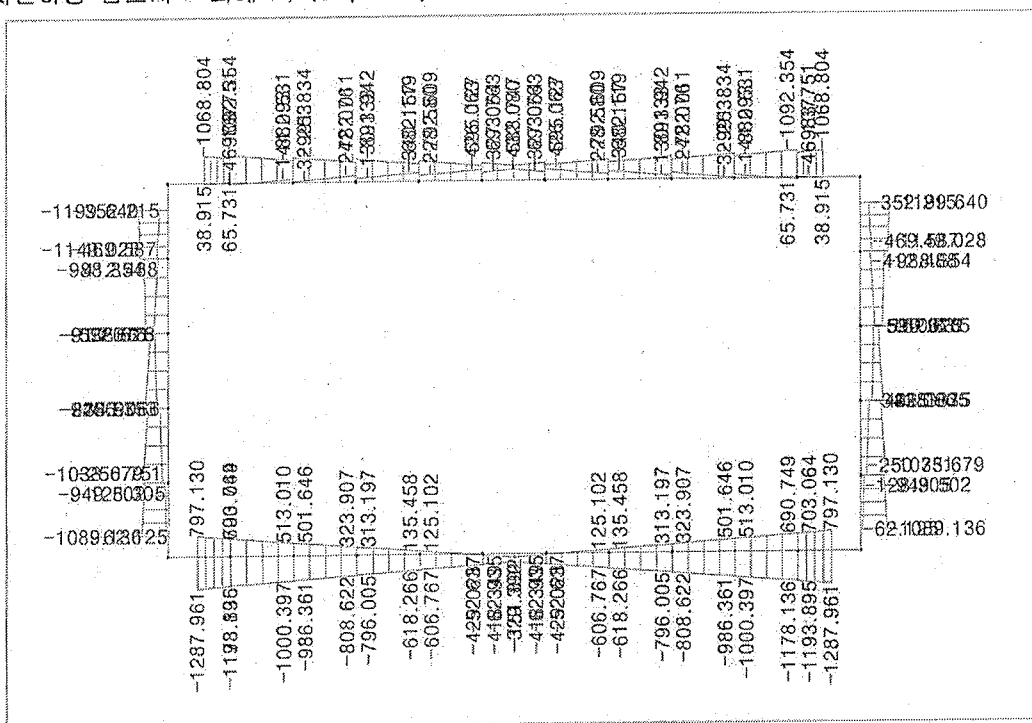
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

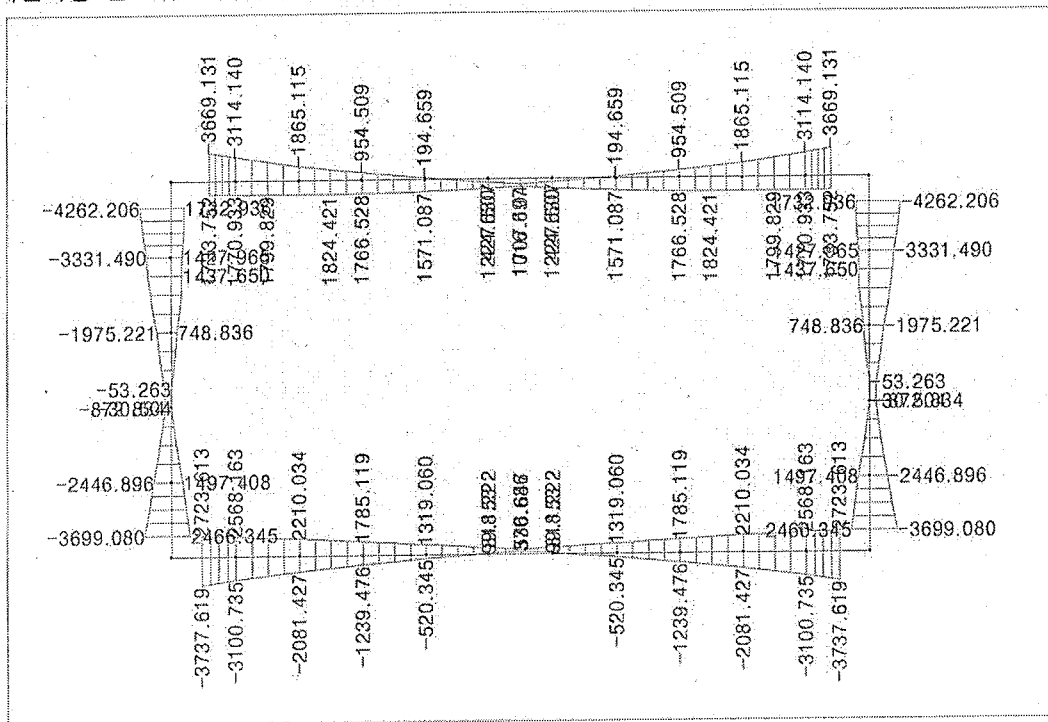


4) 단면력 정리

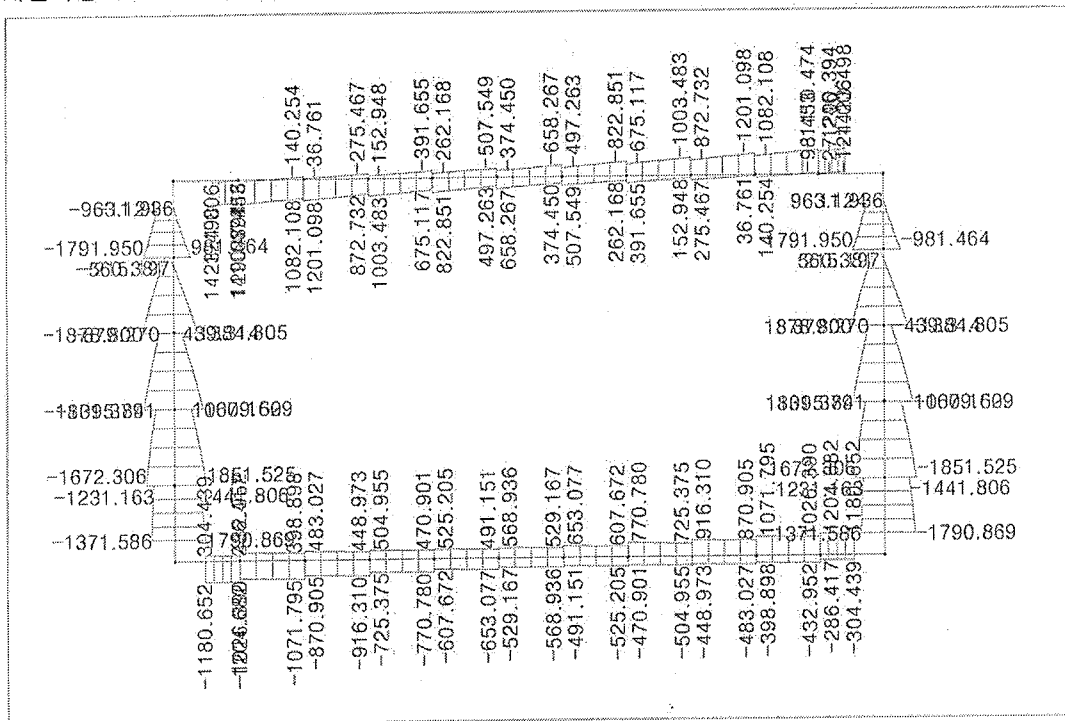
구분	위 치			계수하중			B mm	H mm	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN			
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	2731.30	894.55	1068.80	1000.00	1666.67	
		좌측 (하면)	2	984.22	894.55	1068.80	1000.00	1500.00	
		중앙부	3	867.64	313.29	588.75	1000.00	1500.00	
		우측 (상면)	4	2731.30	894.55	1068.80	1000.00	1666.67	
		우측 (하면)	5	984.22	894.55	1068.80	1000.00	1500.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	1861.31	641.21	1287.96	1000.00	1500.00	
		좌측 (하면)	7	2701.30	641.21	1287.96	1000.00	1500.00	
		중앙부	8	573.12	421.49	429.03	1000.00	1500.00	
		우측 (상면)	9	1861.31	641.21	1287.96	1000.00	1500.00	
		우측 (하면)	10	2701.30	641.21	1287.96	1000.00	1500.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	3244.09	1048.72	1199.64	1000.00	1866.67	
		상부 (내측)	12	979.51	1048.72	1199.64	1000.00	1700.00	
		중앙부	13	616.12	1392.66	1033.68	1000.00	1700.00	
		하부 (외측)	14	2691.36	1043.67	1089.14	1000.00	1700.00	
		하부 (내측)	15	1689.43	1043.67	1089.14	1000.00	1700.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	16	3244.09	1048.72	1199.64	1000.00	1866.67	
		상부 (내측)	17	979.51	1048.72	1199.64	1000.00	1700.00	
		중앙부	18	616.12	1392.66	949.50	1000.00	1700.00	
		하부 (외측)	19	2691.36	1043.67	1089.14	1000.00	1700.00	
		하부 (내측)	20	1689.43	1043.67	1089.14	1000.00	1700.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

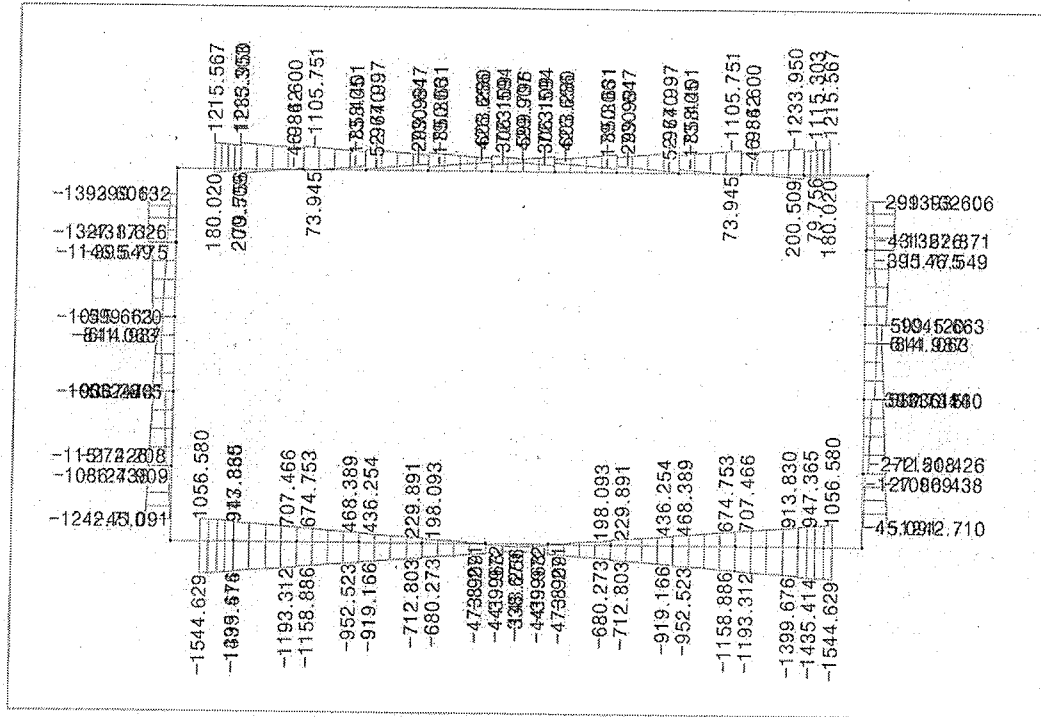
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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 mm	H mm	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN			
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	3669.13	1125.66	1215.57	1000.00	1666.67	
		좌측 (하면)	2	1733.75	1125.66	1215.57	1000.00	1500.00	
		중앙부	3	1016.70	493.92	599.80	1000.00	1500.00	
		우측 (상면)	4	3669.13	1125.66	1215.57	1000.00	1666.67	
		우측 (하면)	5	1733.75	1125.66	1215.57	1000.00	1500.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	2723.61	881.34	1544.63	1000.00	1500.00	
		좌측 (하면)	7	3737.62	881.34	1544.63	1000.00	1500.00	
		중앙부	8	818.22	653.08	473.91	1000.00	1500.00	
		우측 (상면)	9	2723.61	881.34	1544.63	1000.00	1500.00	
		우측 (하면)	10	3737.62	881.34	1544.63	1000.00	1500.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	4262.21	1454.94	1393.61	1000.00	1866.67	
		상부 (내측)	12	1732.94	1454.94	1393.61	1000.00	1700.00	
		중앙부	13	872.83	1851.53	1151.43	1000.00	1700.00	
		하부 (외측)	14	3699.08	1458.13	1242.71	1000.00	1700.00	
		하부 (내측)	15	2466.35	1458.13	1242.71	1000.00	1700.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	16	4262.21	1454.94	1393.61	1000.00	1866.67	
		상부 (내측)	17	1732.94	1454.94	1393.61	1000.00	1700.00	
		중앙부	18	872.83	1851.53	1086.44	1000.00	1700.00	
		하부 (외측)	19	3699.08	1458.13	1242.71	1000.00	1700.00	
		하부 (내측)	20	2466.35	1458.13	1242.71	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 (상면)	1	-2761.49	-	-3669.13	-2731.30	-3669.13	
		좌측 (하면)	2	-	-	1733.75	984.22	1733.75	
		중앙부	3	3006.29	-	1016.70	867.64	3006.29	
		우측 (상면)	4	-2717.98	-	-3669.13	-2731.30	-3669.13	
		우측 (하면)	5	-	-	1733.75	984.22	1733.75	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-	-	2723.61	1861.31	2723.61	
		좌측 (하면)	7	-3572.94	-	-3737.62	-2701.30	-3737.62	
		중앙부	8	2673.17	-	818.22	573.12	2673.17	
		우측 (상면)	9	-	-	2723.61	1861.31	2723.61	
		우측 (하면)	10	-3529.21	-	-3737.62	-2701.30	-3737.62	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-3886.42	-	-4262.21	-3244.09	-4262.21	
		상부 (내측)	12	-	-	1732.94	979.51	1732.94	
		중앙부	13	-2988.05	-	-872.83	-616.12	-2988.05	
		하부 (외측)	14	-4097.50	-	-3699.08	-2691.36	-4097.50	
		하부 (내측)	15	-	-	2466.35	1689.43	2466.35	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	16	-3849.01	-	-4262.21	-3244.09	-4262.21	
		상부 (내측)	17	-	-	1732.94	979.51	1732.94	
		중앙부	18	-2992.56	-	-872.83	-616.12	-2992.56	
		하부 (외측)	19	-4075.61	-	-3699.08	-2691.36	-4075.61	
		하부 (내측)	20	-	-	2466.35	1689.43	2466.35	

2) 전단력

(kN)

2) 연면적

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고	
			2D	3D	붕괴	기능			
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1385.99	-	1125.66	894.55	1385.99	
		중앙부	2	143.43	-	493.92	313.29	493.92	
		우측 (하면)	3	-1385.99	-	-1125.66	-894.55	-1385.99	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	-1385.19	-	-881.34	-641.21	-1385.19	
		중앙부	5	-658.63	-	-653.08	-421.49	-658.63	
		우측 (하면)	6	1384.72	-	881.34	641.21	1384.72	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	7	410.37	-	-1454.94	-1048.72	-1454.94	
		중앙부	8	962.70	-	1851.53	1392.66	1851.53	
		하부 (내측)	9	720.81	-	1458.13	1043.67	1458.13	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	10	-395.12	-	1454.94	1048.72	1454.94	
		중앙부	11	-954.15	-	-1851.53	-1392.66	-1851.53	
		하부 (내측)	12	-712.27	-	-1458.13	-1043.67	-1458.13	

3) 축력

(kN)

(KV)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고	
			2D	3D	붕괴	기능			
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-962.99	-	-1215.57	-1068.80	-1215.57	
		중앙부	2	-962.99	-	-599.80	-588.75	-962.99	
		우측	3	-962.99	-	-1215.57	-1068.80	-1215.57	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1441.97	-	-1544.63	-1287.96	-1544.63	
		중앙부	5	-1441.97	-	-473.91	-429.03	-1441.97	
		우측	6	-1441.97	-	-1544.63	-1287.96	-1544.63	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-2274.34	-	-1393.61	-1199.64	-2274.34	
		중앙부	8	-2429.58	-	-1151.43	-1033.68	-2488.13	
		하부	9	-2530.11	-	-1242.71	-1089.14	-2530.11	
우측 벽체	1 층	상부	10	-2274.34	-	-1393.61	-1199.64	-2274.34	
		중앙부	11	-2429.58	-	-1086.44	-949.50	-2488.13	
		하부	12	-2530.11	-	-1242.71	-1089.14	-2530.11	

4) 사용모멘트

(kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-1906.91	-	-	-	-1906.91	
		중앙부	2	2233.88	-	-	-	2233.88	
		우측 (상면)	3	-1879.71	-	-	-	-1879.71	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (하면)	4	-2546.28	-	-	-	-2546.28	
		중앙부	5	1960.14	-	-	-	1960.14	
		우측 (하면)	6	-2530.53	-	-	-	-2530.53	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	7	-2731.37	-	-	-	-2731.37	
		중앙부	8	-2210.99	-	-	-	-2210.99	
		하부 (외측)	9	-2995.45	-	-	-	-2995.45	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	10	-2707.99	-	-	-	-2707.99	
		중앙부	11	-2212.57	-	-	-	-2212.57	
		하부 (외측)	12	-2981.76	-	-	-	-2981.76	

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 (상면)	1	1000	1517	3669.13	4987.20	7432.75	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.36
		좌측 (하면)	1	1000	1420	1733.75	2402.95	3671.96	H29 - 8.0EA	5139.20	1.39
		중앙부	2	1000	1387	3006.29	3458.37	6654.78	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.15
		우측 (상면)	3	1000	1517	3669.13	4987.20	7432.75	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.36
		우측 (하면)	3	1000	1420	1733.75	2402.95	3671.96	H29 - 8.0EA	5139.20	1.39
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1000	1420	2723.61	3307.59	5843.60	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.21
		좌측 (하면)	4	1000	1350	3737.62	5354.17	8622.94	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.43
		중앙부	5	1000	1392	2673.17	3238.68	5864.70	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.21
		우측 (상면)	6	1000	1420	2723.61	3307.59	5843.60	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.21
		우측 (하면)	6	1000	1350	3737.62	5354.17	8622.94	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.43
좌측벽체	1층	상부 (외측)	7	1000	1717	4262.21	9367.40	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	13375.20	2.20
		상부 (내측)	7	1000	1620	1732.94	7862.91	-	H22 - 8.0EA	13375.20	4.54
		중앙부	8	1000	1577	2988.05	7510.97	-	H29 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	9784.40	2.51
		하부 (외측)	9	1000	1550	4097.50	9872.83	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	15804.00	2.41
		하부 (내측)	9	1000	1620	2466.35	5092.32	-	H22 - 8.0EA	15804.00	2.06
우측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	1717	4262.21	9367.40	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	13375.20	2.20
		상부 (내측)	10	1000	1620	1732.94	7862.91	-	H22 - 8.0EA	13375.20	4.54
		중앙부	11	1000	1577	2992.56	7503.42	-	H29 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	9784.40	2.51
		하부 (외측)	12	1000	1550	4075.61	9891.64	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	15804.00	2.43
		하부 (내측)	12	1000	1620	2466.35	5092.32	-	H22 - 8.0EA	15804.00	2.06

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦV_c	V_u	ΦV_n	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm ²		mm	mm ²	
상부슬래브	1 경간	좌측	1	876.9	1386.0	1561.03	2.00	188.57	H13	150	253.40	0.K
		중앙부	2	900.7	493.9	1252.05	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		우측	3	876.9	1386.0	1561.03	2.00	188.57	H13	150	253.40	0.K
하부슬래브	1 경간	좌측	4	903.9	1385.2	1609.27	2.00	172.90	H13	150	253.40	0.K
		중앙부	5	903.9	658.6	1256.61	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		우측	6	903.9	1384.7	1609.27	2.00	172.73	H13	150	253.40	0.K
좌측벽체	1 층	상부	7	1103.0	1454.9	1888.50	2.00	113.54	H13	150	253.40	0.K
		중앙부	8	1131.3	1851.5	1930.41	2.00	228.39	H13	150	253.40	0.K
		하부	9	1113.8	1458.1	1899.32	2.00	111.08	H13	150	253.40	0.K
우측벽체	1 층	상부	10	1103.0	1454.9	1888.50	2.00	113.54	H13	150	253.40	0.K
		중앙부	11	1131.3	1851.5	1930.41	2.00	228.39	H13	150	253.40	0.K
		하부	12	1113.8	1458.1	1899.32	2.00	111.08	H13	150	253.40	0.K

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1666.67	1516.67	100.00	3669.13	1385.99

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 10278.400 \times 400.00 = 4111360.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 179.144 \text{ mm, } c = 179.144 / \beta_1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1566.67 - 210.758) / 210.758 = 0.01930$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 7432.752 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.383]

$$1\text{단} : H29 - 8.0 \text{ EA } (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 8.0 \text{ EA } (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00678$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족. } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 179.144 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 10278.400 \times 400 \times (1516.67 - a/2) = 4987.205 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 3669.131 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.359]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 1350.00 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1350.00 = 876.851 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1385.986 \text{ kN}) \therefore \text{전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1385.986 - 876.851) \times 150.00 / (400 \times 1350.00 \times \phi) \times 1000 = 188.569 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 \text{ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1350.00 / 150.00 \times 1000 = 912.240 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1350.00 / 1000 = 4676.537 \text{ kN} \geq 912.240 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1169.134 + 912.240) = 1561.031 \text{ kN} \geq 1385.986 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 설계조건

$f_{ck} = 27\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	1500.0	1420.0	80.0	1733.752	1385.986

② 휨검토

■ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5139.200 \times 400.00 = 2055680.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 89.572 \text{ mm, } c = 89.572 / \beta_1 = 105.379 \text{ mm,}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (1420 - 105.379) / 105.379 = 0.0374$$

$$\epsilon_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면 } \phi = 0.850 \text{ 를 적용한다.}$$

■ 필요철근량 산정

$$\text{Req } A_s = M_u / (0.85 \times f_y \times (d - a / 2)) = 3671.959 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{(0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 1.7 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times M_u)})}{(0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b)} = 62.589 \text{ mm}$$

■ 사용철근량

$$\text{Use } A_s = H29 @ 125.0\text{mm} = 5139.2 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, P_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$P_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times (6000 / (6000 + f_y)) = 0.0209$$

$$P_{use} = A_s / b d = 0.0036$$

$$\therefore P_{max} \geq P_{use} \geq P_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore - \text{O.K.} -$$

■ 휨에 대한 검토

$$\phi M_n = 0.85 \times 5139.2 \times 400 \times (1420.0 - a / 2) = 2402.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 89.572 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (1733.752 \text{ kN} \cdot \text{m}) [\text{안전률 } 1.386] \therefore - \text{O.K.} -$$

③ 전단검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1420.0 = 922.317 \text{ kN}$$

$$< V_u (=1385.986 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1385.986 - 922.317) \times 150 / (400 \times 1420 \times \phi) \times 1000 = 163.264 \text{ kN}$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 \text{ (H13 - 2 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 253.40 \times 400.00 \times 1420.00 / 150.00 \times 1000 = 959.541 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000 \times 1420 \times 1000 = 4919.024 \text{ kN} \geq 959.541 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$S = 150.00 < 710 \text{ (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2)} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1229.756 + 959.541) = 1641.973 \text{ kN} \geq 1385.986 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

■ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	파복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1386.67	80.00	3006.29	493.92

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 7708.800 \times 400.00 = 3083520.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 134.358 \text{ mm, } c = 134.358 / \beta_1 = 134.358 / 0.85 = 158.068 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1420.00 - 158.068) / 158.068 = 0.02395$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0 \quad A_s = 6654.783 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 1.158]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00556$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore O.K$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 134.358 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 7708.800 \times 400 \times (1386.67 - a/2) = 3458.366 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 3006.290 \text{ kN.m}) \quad \therefore O.K \text{ [안전률 1.150]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 1386.67 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1386.67 = 900.666 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 493.922 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	파복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1666.67	1516.67	100.00	3669.13	1385.99

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 10278.400 \times 400.00 = 4111360.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 179.144 \text{ mm, } c = 179.144 / \beta_1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1566.67 - 210.758) / 210.758 = 0.01930$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad (1)$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad (2)$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 7432.752 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.383]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00678$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 179.144 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 10278.400 \times 400 \times (1516.67 - a/2) = 4987.205 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 3669.131 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.359]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1350.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1350.00 = 876.851 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1385.986 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1385.986 - 876.851) \times 150.00 / (400 \times 1350.00 \times \phi) \times 1000 = 188.569 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 \text{ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1350.00 / 150.00 \times 1000 = 912.240 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1350.00 / 1000 = 4676.537 \text{ kN} \geq 912.240 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1169.134 + 912.240) = 1561.031 \text{ kN} \geq 1385.986 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 설계조건

$f_{ck} = 27\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	1500.0	1420.0	80.0	1733.752	1385.986

② 휨검토

■ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5139.200 \times 400.00 = 2055680.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 89.572 \text{ mm, } c = 89.572 / \beta_1 = 105.379 \text{ mm,}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (1420 - 105.379) / 105.379 = 0.0374$$

$$\epsilon_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면 } \phi = 0.850 \text{ 를 적용한다.}$$

■ 필요철근량 산정

$$\text{Req } A_s = M_u / (0.85 \times f_y \times (d - a / 2)) = 3671.959 \text{ mm}^2$$

$$a = \{0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 1.7 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times M_u)} / (0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b) = 62.589 \text{ mm}$$

■ 사용철근량

$$\text{Use } A_s = \text{H29 @ 250.0mm} + \text{H29 @ 250.0mm} = 5139.2 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, P_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$P_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{6000 / (6000 + f_y)\} = 0.0209$$

$$P_{use} = A_s / bd = 0.0036$$

$$\therefore P_{max} \geq P_{use} \geq P_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore - \text{O.K.} -$$

■ 휨에 대한 검토

$$\phi M_n = 0.85 \times 5139.2 \times 400 \times (1420.0 - a / 2) = 2402.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 89.572 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (1733.752 \text{ kN} \cdot \text{m}) [\text{안전률 1.386}] \therefore - \text{O.K.} -$$

③ 전단검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1420.0 = 922.317 \text{ kN}$$

$$< V_u (=1385.986 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1385.986 - 922.317) \times 150 / (400 \times 1420 \times \Phi) \times 1000 = 163.264 \text{ kN}$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 (\text{H13} - 2 \text{ EA, C.T.C } 150 \text{ mm})$$

$$V_s = 253.40 \times 400.00 \times 1420.00 / 150.00 \times 1000 = 959.541 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000 \times 1420 \times 1000 = 4919.024 \text{ kN} \geq 959.541 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$S = 150.00 < 710 \text{ (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2)} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1229.756 + 959.541) = 1641.973 \text{ kN} \geq 1385.986 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 설계조건

$f_{ck} = 27\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	1500.0	1420.0	80.0	2723.613	1385.189

② 힘검토

■ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 7166.000 \times 400.00 = 2866400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 124.898 \text{ mm, } c = 124.898 / \beta_1 = 146.938 \text{ mm,}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (1420 - 146.938) / 146.938 = 0.0260$$

$$\epsilon_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면 } \phi = 0.850 \text{ 를 적용한다.}$$

■ 필요철근량 산정

$$\text{Req } A_s = M_u / (0.85 \times f_y \times (d - a / 2)) = 5843.596 \text{ mm}^2$$

$$a = \{0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 1.7 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times M_u)} / (0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b) = 98.323 \text{ mm}$$

■ 사용철근량

$$\text{Use } A_s = \text{H29 @ 125.0mm} + \text{H25 @ 250.0mm} = 7166.0 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, P_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$P_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{6000 / (6000 + f_y)\} = 0.0209$$

$$P_{use} = A_s / bd = 0.0051$$

$$\therefore P_{max} \geq P_{use} \geq P_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore - \text{O.K.} -$$

■ 휨에 대한 검토

$$\phi M_n = 0.85 \times 7166 \times 400 \times (1,420.0 - a / 2) = 3307.592 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 124.898 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (2,723.613 \text{ kN} \cdot \text{m}) [\text{안전률 } 1.214] \therefore - \text{O.K.} -$$

③ 전단검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1,420.0 = 922.317 \text{ kN}$$

< $V_u (=1,385.189 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$$A_{v_req} = (1,385.189 - 922.317) \times 150 / (400 \times 1420 \times \phi) \times 1000 = 162.983 \text{ kN}$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 \text{ (H13 - 2 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 253.40 \times 400.00 \times 1,420.00 / 150.00 \times 1000 = 959.541 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000 \times 1420 \times 1000 = 4919.024 \text{ kN} \geq 959.541 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$S = 150.00 < 710 \text{ (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2)} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1229.756 + 959.541) = 1641.973 \text{ kN} \geq 1385.189 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1350.00	100.00	3737.62	1385.19

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 12707.200 \times 400.00 = 5082880.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 221.476 \text{ mm, } c = 221.476 / \beta_1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1400.00 - 260.560) / 260.560 = 0.01312$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 8622.942 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.474]

$$1\text{단} : H32 - 8.0 \text{ EA } (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H32 - 8.0 \text{ EA } (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00941$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 221.476 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 12707.200 \times 400 \times (1350.00 - a/2) = 5354.166 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 3737.619 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.433]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1350.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1350.00 = 876.851 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1385.189 \text{ kN}) \therefore \text{전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1385.189 - 876.851) \times 150.00 / (400 \times 1350.00 \times \Phi) \times 1000 = 188.274 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 \text{ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1350.00 / 150.00 \times 1000 = 912.240 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1350.00 / 1000 = 4676.537 \text{ kN} \geq 912.240 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1169.134 + 912.240) = 1561.031 \text{ kN} \geq 1385.189 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	파복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1391.72	80.00	2673.17	658.63

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 7166.000 \times 400.00 = 2866400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 124.898 \text{ mm, } c = 124.898 / \beta_1 = 124.898 / 0.85 = 146.938 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1420.00 - 146.938) / 146.938 = 0.02599$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 5864.699 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 108.3 mm) . [사용률 = 1.222]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00515$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 124.898 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 7166.000 \times 400 \times (1391.72 - a/2) = 3238.681 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 2673.169 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.212]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 1391.72 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1391.72 = 903.946 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 658.632 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

① 설계조건

$f_{ck} = 27\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	1500.0	1420.0	80.0	2723.613	1384.719

② 휨검토

■ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 7166.000 \times 400.00 = 2866400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 124.898 \text{ mm, } c = 124.898 / \beta_1 = 146.938 \text{ mm,}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d - c) / c = 0.0030 \times (1420 - 146.938) / 146.938 = 0.0260$$

$$\epsilon_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면 } \phi = 0.850 \text{ 를 적용한다.}$$

■ 필요철근량 산정

$$\text{Req } A_s = M_u / (0.85 \times f_y \times (d - a / 2)) = 5843.596 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{(0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 1.7 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times M_u))}}{(0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b)} = 98.323 \text{ mm}$$

■ 사용철근량

$$\text{Use } A_s = \text{H29 @ 125.0mm} + \text{H25 @ 250.0mm} = 7166.0 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, P_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$P_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi_f (f_{ck} / f_y) \times (6000 / (6000 + f_y)) = 0.0209$$

$$P_{use} = A_s / b d = 0.0051$$

$$\therefore P_{max} \geq P_{use} \geq P_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore - \text{O.K.} -$$

■ 휨에 대한 검토

$$\phi M_n = 0.85 \times 7166 \times 400 \times (1420.0 - a / 2) = 3307.592 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 124.898 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (2723.613 \text{ kN} \cdot \text{m}) \text{ [안전률 1.214]} \therefore - \text{O.K.} -$$

③ 전단검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1420.0 = 922.317 \text{ kN}$$

< $V_u (=1,384.719 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$$A_{v_req} = (1,384.719 - 922.317) \times 150 / (400 \times 1420 \times \phi) \times 1000 = 162.818 \text{ kN}$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 \text{ (H13 - 2 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 253.40 \times 400.00 \times 1420.00 / 150.00 \times 1000 = 959.541 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000 \times 1420 \times 1000 = 4919.024 \text{ kN} \geq 959.541 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$S = 150.00 < 710 \text{ (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2)} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1229.756 + 959.541) = 1641.973 \text{ kN} \geq 1384.719 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	파복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1391.72	80.00	2723.61	1384.72

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 7166.000 \times 400.00 = 2866400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 124.898 \text{ mm, } c = 124.898 / \beta_1 = 124.898 / 0.85 = 146.938 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1420.00 - 146.938) / 146.938 = 0.02599$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 5979.844 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 108.3 mm), [사용률 = 1.198]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00515$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 124.898 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 7166.000 \times 400 \times (1391.72 - a/2) = 3238.681 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 2723.613 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.189]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1391.72 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1391.72 = 903.946 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1384.719 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1384.719 - 903.946) \times 150.00 / (400 \times 1391.72 \times \Phi) \times 1000 = 172.727 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 \text{ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1391.72 / 150.00 \times 1000 = 940.429 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1391.72 / 1000 = 4821.047 \text{ kN} \geq 940.429 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi V_n = 0.75 \times (1205.262 + 940.429) = 1609.268 \text{ kN} \geq 1384.719 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1350.00	100.00	3737.62	1384.72

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 12707.200 \times 400.00 = 5082880.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 221.476 \text{ mm, } c = 221.476 / \beta_1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1400.00 - 260.560) / 260.560 = 0.01312$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 8622.942 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm^2 (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.474]

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00941$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 221.476 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 12707.200 \times 400 \times (1350.00 - a/2) = 5354.166 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 3737.619 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.433]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1350.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1350.00 = 876.851 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1384.719 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1384.719 - 876.851) \times 150.00 / (400 \times 1350.00 \times \phi) \times 1000 = 188.099 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 (\text{H13-2.0 EA, C.T.C } 150 \text{ mm})$$

$$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1350.00 / 150.00 \times 1000 = 912.240 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1350.00 / 1000 = 4676.537 \text{ kN} \geq 912.240 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1169.134 + 912.240) = 1561.031 \text{ kN} \geq 1384.719 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

㉓ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	파복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,867	100	1,717	2274.34	4262.206	1874

㉔ 철근비 검토

$A_s = 10278.400 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 3096.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0072) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉕ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1866.7 \times 1000.0 = 42840000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 4111360.0 \text{ N}$, $C_{s'} = A_{sf} \times f_y = 1238720.0 \text{ N}$

$X_p = (42840000.0 \times 933.33 + 4111360.0 \times 150.00 + 1238720.0 \times 1786.667) / 48190080.0$
 $= 888.438 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1030.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 875.50 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 875500.000 = 20092.725 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 1167.648 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4111.360 \text{ kN}$

$P_b = 20092.725 + 1167.648 - 4111.360 = 17149.013 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 540.479 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 14944.494 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 871.449 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1874.041 \text{ mm}$)

㉖ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 452.35 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 384.50 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 384501.165 = 8824.302 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 1167.648 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4111.360 \text{ kN}$

$P_n = 8824.302 + 1167.648 - 4111.360 = 5880.590 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 696.187 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 11020.509 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1874.048)| = 0.0074 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉗ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 1866.67 - 100.00 = 1766.667 \text{ mm}$

$c = 452.354 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 384.501 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1766.67 - 452.35) / 452.35 = 0.00872$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉘ 축방항력 및 형에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 38306.495 \text{ kN} \geq P_n = 5880.590 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 5880.590 = 4998.502 \text{ kN} \geq P_u = 2274.340 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 1.874 = 9367.396 \text{ kN.m} \geq M_u = 4262.206 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉙ 전단에 대한 검토 ($d = 1550.00 \text{ mm}$)

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1550.00} = 1102.961 \text{ kN}$

$< V_u (= 1454.936 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1454.936 - 1102.961) \times 150.00 / (400.0 \times 1550.00 \times \phi) = 113.540 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1550.00 / 150.00 = 1047.387 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1550.00 = 5369.358 \text{ kN} \geq 1047.387 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1470.614 + 1047.387) = 1888.501 \text{ kN} \geq 1454.936 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	80	1,620	2274.34	1732.936	762

㉞ 철근비 검토

$A_s = 3096.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 10278.400 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0079) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉞ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1700.0 \times 1000.0 = 39015000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 1238720.0 \text{ N}$, $C_{s'} = A_{sf} \times f_y = 4111360.0 \text{ N}$

$X_p = (39015000.0 \times 850.00 + 1238720.0 \times 80.000 + 4111360.0 \times 1550.000) / 44365080.0$
 $= 893.371 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 972.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 826.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 826200.000 = 18961.290 \text{ kN}$, $\Sigma C_{si} = 3875.471 \text{ kN}$, $\Sigma T_{si} = 1238.720 \text{ kN}$

$P_b = 18961.290 + 3875.471 - 1238.720 = 21598.041 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 393.529 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 11014.113 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($e_b = M_b/P_b = 509.959 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 761.951 \text{ mm}$)

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 487.19 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 414.11 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 414107.494 = 9503.767 \text{ kN}$

$\Sigma C_{si} = 3875.471 \text{ kN}$, $\Sigma T_{si} = 1238.720 \text{ kN}$

$P_n = 9503.767 + 3875.471 - 1238.720 = 12140.518 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 686.317 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 9250.514 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 761.954)| = 0.0027 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉞ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 \text{ mm}$

$c = 487.185 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 414.107 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1620.00 - 487.19) / 487.19 = 0.00698$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉞ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 35246.495 \text{ kN} \geq P_n = 12140.518 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 12140.518 = 10319.440 \text{ kN} \geq P_u = 2274.340 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.762 = 7862.909 \text{ kN.m} \geq M_u = 1732.936 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉞ 전단에 대한 검토

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1620.00} = 1152.772 \text{ kN}$
 $< V_u (= 1454.936 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1454.936 - 1152.772) \times 150.00 / (400.0 \times 1620.00 \times \Phi) = 93.260 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1620.00 / 150.00 = 1094.688 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1620.00 = 5611.845 \text{ kN} \geq 1094.688 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi V_n = 0.75 \times (1537.029 + 1094.688) = 1973.788 \text{ kN} \geq 1454.936 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

☐ TITLE : 좌측벽체 중앙부

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	100	1,577	2488.132	2988.054	1200.9

㉕ 철근비 검토

$A_s = 6687.600 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 123.15 mm), 1단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H22- 4.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 3096.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{\min} (= 0.0015) \leq \rho_{\text{use}} (= 0.0058) \leq \rho_{\max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1700.0 \times 1000.0 = 39015000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 2675040.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 1238720.0 \text{ N}$

$X_p = (39015000.0 \times 850.00 + 2675040.0 \times 123.153 + 1238720.0 \times 1620.000) / 42928760.0$
 $= 826.926 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 946.11 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 804.19 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 804191.818 = 18456.202 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 1167.648 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2675.040 \text{ kN}$

$P_b = 18456.202 + 1167.648 - 2675.040 = 16948.811 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 470.978 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 11501.115 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 678.579 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1200.923 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 454.46 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 386.29 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 386293.426 = 8865.434 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 1167.648 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2675.040 \text{ kN}$

$P_n = 8865.434 + 1167.648 - 2675.040 = 7358.043 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 633.779 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 8836.501 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1200.931)| = 0.0083 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉘ 강도감소계수(ϕ) 산정

$dt = 1700.00 - 100.00 = 1600.000 \text{ mm}$

$c = 454.463 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 386.293 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1600.00 - 454.46) / 454.46 = 0.00756$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉙ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 34163.366 \text{ kN} \geq P_n = 7358.043 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 7358.043 = 6254.336 \text{ kN} \geq P_u = 2488.132 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 1.201 = 7510.974 \text{ kN.m} \geq M_u = 2988.054 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉚ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1576.85} = 1131.264 \text{ kN}$

$< V_u (= 1851.525 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1851.525 - 1131.264) \times 150.00 / (400.0 \times 1576.85 \times \phi) = 228.386 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1576.85 / 150.00 = 1065.528 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1576.85 = 5462.357 \text{ kN} \geq 1065.528 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1508.353 + 1065.528) = 1930.410 \text{ kN} \geq 1851.525 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 좌측벽체 하부_외측

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	100	1,550	2530.105	4097.503	1619.5

㉡ 철근비 검토

$A_s = 12707.200 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 3096.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0093) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉢ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1700.0 \times 1000.0 = 39015000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 5082880.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 1238720.0 \text{ N}$

$X_p = (39015000.0 \times 850.00 + 5082880.0 \times 150.000 + 1238720.0 \times 1620.000) / 45336600.0$
 $= 792.559 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 930.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 790.50 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 790500.000 = 18141.975 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 1167.648 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 5082.880 \text{ kN}$

$P_b = 18141.975 + 1167.648 - 5082.880 = 14226.743 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 512.191 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 13524.374 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($eb = M_b/P_b = 950.630 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1619.499 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 568.36 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 483.10 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 483104.861 = 11087.257 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 1167.648 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 5082.880 \text{ kN}$

$P_n = 11087.257 + 1167.648 - 5082.880 = 7172.025 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 551.006 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 11615.091 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1619.500)| = 0.0004 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 1700.00 - 100.00 = 1600.000 \text{ mm}$

$c = 568.359 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 483.105 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1600.00 - 568.36) / 568.36 = 0.00545$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉥ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 35979.119 \text{ kN} \geq P_n = 7172.025 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 7172.025 = 6096.221 \text{ kN} \geq P_u = 2530.105 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.619 = 9872.825 \text{ kN.m} \geq M_u = 4097.503 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉦ 전단에 대한 검토

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1550.00} = 1113.780 \text{ kN}$

$< V_u (= 1458.128 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1458.128 - 1113.780) \times 150.00 / (400.0 \times 1550.00 \times \Phi) = 111.080 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1550.00 / 150.00 = 1047.387 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1550.00 = 5369.358 \text{ kN} \geq 1047.387 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi V_n = 0.75 \times (1485.039 + 1047.387) = 1899.320 \text{ kN} \geq 1458.128 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 좌측벽체 하부 내측

㉓ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	80	1,620	2530.105	2466.345	974.8

㉔ 철근비 검토

$A_s = 3096.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 12707.200 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0093) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉕ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1700.0 \times 1000.0 = 39015000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 1238720.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 5082880.0 \text{ N}$

$X_p = (39015000.0 \times 850.00 + 1238720.0 \times 80.000 + 5082880.0 \times 1550.000) / 45336600.0$
 $= 907.441 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 972.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 826.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 826200.000 = 18961.290 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 4791.250 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 1238.720 \text{ kN}$

$P_b = 18961.290 + 4791.250 - 1238.720 = 22513.820 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 379.459 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 11298.650 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($e_b = M_b/P_b = 501.854 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 974.799 \text{ mm}$)

㉖ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 243.46 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 206.94 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 206942.124 = 4749.322 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 2635.237 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 1238.720 \text{ kN}$

$P_n = 4749.322 + 2635.237 - 1238.720 = 6145.839 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 803.970 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 5990.961 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 974.799)| = 0.0000 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉗ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 \text{ mm}$

$c = 243.461 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 206.942 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1620.00 - 243.46) / 243.46 = 0.01696$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉘ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 35979.119 \text{ kN} \geq P_n = 6145.839 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 6145.839 = 5223.963 \text{ kN} \geq P_u = 2530.105 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.975 = 5092.316 \text{ kN.m} \geq M_u = 2466.345 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉙ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1620.00} = 1164.079 \text{ kN}$

$< V_u (= 1458.128 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1458.128 - 1164.079) \times 150.00 / (400.0 \times 1620.00 \times \phi) = 90.756 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1620.00 / 150.00 = 1094.688 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1620.00 = 5611.845 \text{ kN} \geq 1094.688 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1552.106 + 1094.688) = 1985.095 \text{ kN} \geq 1458.128 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㉑ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,867	100	1,717	2274.34	4262.206	1874

㉒ 철근비 검토

$A_s = 10278.400 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 3096.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0072) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉓ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1866.7 \times 1000.0 = 42840000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 4111360.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 1238720.0 \text{ N}$

$X_p = (42840000.0 \times 933.33 + 4111360.0 \times 150.00 + 1238720.0 \times 1786.667) / 48190080.0$
 $= 888.438 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1030.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 875.50 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 875500.000 = 20092.725 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 1167.648 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4111.360 \text{ kN}$

$P_b = 20092.725 + 1167.648 - 4111.360 = 17149.013 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 540.479 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 14944.494 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($eb = M_b/P_b = 871.449 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1874.041 \text{ mm}$)

㉔ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 452.35 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 384.50 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 384501.165 = 8824.302 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 1167.648 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 4111.360 \text{ kN}$

$P_n = 8824.302 + 1167.648 - 4111.360 = 5880.590 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 696.187 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 11020.509 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1874.048)| = 0.0074 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉕ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 1866.67 - 100.00 = 1766.667 \text{ mm}$

$c = 452.354 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 384.501 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1766.67 - 452.35) / 452.35 = 0.00872$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉖ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 38306.495 \text{ kN} \geq P_n = 5880.590 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 5880.590 = 4998.502 \text{ kN} \geq P_u = 2274.340 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.874 = 9367.396 \text{ kN.m} \geq M_u = 4262.206 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉗ 전단에 대한 검토 ($d = 1550.00 \text{ mm}$)

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1550.00} = 1102.961 \text{ kN}$

$< V_u (= 1454.936 \text{ kN})$. 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1454.936 - 1102.961) \times 150.00 / (400.0 \times 1550.00 \times \Phi) = 113.540 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1550.00 / 150.00 = 1047.387 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1550.00 = 5369.358 \text{ kN} \geq 1047.387 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi V_n = 0.75 \times (1470.614 + 1047.387) = 1888.501 \text{ kN} \geq 1454.936 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 우측벽체 상부_내측

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	80	1,620	2274.34	1732.936	762

㉟ 철근비 검토

$A_s = 3096.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 10278.400 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0079) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㊱ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1700.0 \times 1000.0 = 39015000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 1238720.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 4111360.0 \text{ N}$

$X_p = (39015000.0 \times 850.00 + 1238720.0 \times 80.000 + 4111360.0 \times 1550.000) / 44365080.0$
 $= 893.371 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 972.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 826.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 826200.000 = 18961.290 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 3875.471 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 1238.720 \text{ kN}$

$P_b = 18961.290 + 3875.471 - 1238.720 = 21598.041 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 393.529 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 11014.113 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 509.959 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 761.951 \text{ mm}$)

㊱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 487.19 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 414.11 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 414107.494 = 9503.767 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 3875.471 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 1238.720 \text{ kN}$

$P_n = 9503.767 + 3875.471 - 1238.720 = 12140.518 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 686.317 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 9250.514 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 761.954)| = 0.0027 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㊱ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 \text{ mm}$

$c = 487.185 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 414.107 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1620.00 - 487.19) / 487.19 = 0.00698$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㊱ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max } P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 35246.495 \text{ kN} \geq P_n = 12140.518 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 12140.518 = 10319.440 \text{ kN} \geq P_u = 2274.340 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.762 = 7862.909 \text{ kN.m} \geq M_u = 1732.936 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㊱ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1620.00 = 1152.772 \text{ kN}$

$< V_u (= 1454.936 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1454.936 - 1152.772) \times 150.00 / (400.0 \times 1620.00 \times \phi) = 93.260 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1620.00 / 150.00 = 1094.688 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1620.00 = 5611.845 \text{ kN} \geq 1094.688 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1537.029 + 1094.688) = 1973.788 \text{ kN} \geq 1454.936 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 우측벽체 중앙부

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	100	1,577	2488.132	2992.564	1202.7

㉕ 철근비 검토

$A_s = 6687.600 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 123.15 mm), 1단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H22- 4.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 3096.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0058) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1700.0 \times 1000.0 = 39015000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 2675040.0 \text{ N}$, $C_{s'} = A_{sf} \times f_y = 1238720.0 \text{ N}$

$X_p = (39015000.0 \times 850.00 + 2675040.0 \times 123.153 + 1238720.0 \times 1620.000) / 42928760.0$
 $= 826.926 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 946.11 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 804.19 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 804191.818 = 18456.202 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 1167.648 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2675.040 \text{ kN}$

$P_b = 18456.202 + 1167.648 - 2675.040 = 16948.811 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 470.978 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 11501.115 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($eb = M_b/P_b = 678.579 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1202.735 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 453.52 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 385.49 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 385488.142 = 8846.953 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 1167.648 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2675.040 \text{ kN}$

$P_n = 8846.953 + 1167.648 - 2675.040 = 7339.561 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 634.182 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 8827.497 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1202.728)| = 0.0071 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉘ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 1700.00 - 100.00 = 1600.000 \text{ mm}$

$c = 453.515 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 385.488 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1600.00 - 453.52) / 453.52 = 0.00758$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉙ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 34163.366 \text{ kN} \geq P_n = 7339.561 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 7339.561 = 6238.627 \text{ kN} \geq P_u = 2488.132 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.203 = 7503.417 \text{ kN.m} \geq M_u = 2992.564 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉚ 전단에 대한 검토

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1576.85} = 1131.264 \text{ kN}$
 $< V_u (= 1851.525 \text{ kN})$. 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1851.525 - 1131.264) \times 150.00 / (400.0 \times 1576.85 \times \Phi) = 228.386 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1576.85 / 150.00 = 1065.528 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1576.85 = 5462.357 \text{ kN} \geq 1065.528 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi V_n = 0.75 \times (1508.353 + 1065.528) = 1930.410 \text{ kN} \geq 1851.525 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	100	1,550	2530.105	4075.61	1610.8

㉡ 철근비 검토

$A_s = 12707.200 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 3096.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0093) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉢ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1700.0 \times 1000.0 = 39015000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 5082880.0 \text{ N}$, $C_{s'} = A_{sf} \times f_y = 1238720.0 \text{ N}$

$X_p = (39015000.0 \times 850.00 + 5082880.0 \times 150.000 + 1238720.0 \times 1620.000) / 45336600.0$
 $= 792.559 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 930.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 790.50 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 790500.000 = 18141.975 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 1167.648 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 5082.880 \text{ kN}$

$P_b = 18141.975 + 1167.648 - 5082.880 = 14226.743 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 512.191 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 13524.374 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($e_b = M_b/P_b = 950.630 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1610.846 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 571.04 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 485.38 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 485382.205 = 11139.522 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 1167.648 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 5082.880 \text{ kN}$

$P_n = 11139.522 + 1167.648 - 5082.880 = 7224.290 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 549.867 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 11637.210 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1610.845)| = 0.0014 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉤ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 1700.00 - 100.00 = 1600.000 \text{ mm}$

$c = 571.038 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 485.382 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1600.00 - 571.04) / 571.04 = 0.00541$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉥ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 35979.119 \text{ kN} \geq P_n = 7224.290 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 7224.290 = 6140.647 \text{ kN} \geq P_u = 2530.105 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 1.611 = 9891.637 \text{ kN.m} \geq M_u = 4075.610 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉦ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1550.00} = 1113.780 \text{ kN}$
 $< V_u (= 1458.128 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1458.128 - 1113.780) \times 150.00 / (400.0 \times 1550.00 \times \phi) = 111.080 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1550.00 / 150.00 = 1047.387 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1550.00 = 5369.358 \text{ kN} \geq 1047.387 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1485.039 + 1047.387) = 1899.320 \text{ kN} \geq 1458.128 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	80	1,620	2530.105	2466.345	974.8

㉟ 철근비 검토

$A_s = 3096.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 12707.200 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0093) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㊱ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1700.0 \times 1000.0 = 39015000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 1238720.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 5082880.0 \text{ N}$

$X_p = (39015000.0 \times 850.00 + 1238720.0 \times 80.000 + 5082880.0 \times 1550.000) / 45336600.0$
 $= 907.441 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 972.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 826.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 826200.000 = 18961.290 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 4791.250 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 1238.720 \text{ kN}$

$P_b = 18961.290 + 4791.250 - 1238.720 = 22513.820 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 379.459 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 11298.650 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($eb = M_b/P_b = 501.854 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 974.799 \text{ mm}$)

㊲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 243.46 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 206.94 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 206942.124 = 4749.322 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 2635.237 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 1238.720 \text{ kN}$

$P_n = 4749.322 + 2635.237 - 1238.720 = 6145.839 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 803.970 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 5990.961 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 974.799)| = 0.0000 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㊳ 강도감소계수(ϕ) 산정

$dt = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 \text{ mm}$

$c = 243.461 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 206.942 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1620.00 - 243.46) / 243.46 = 0.01696$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㊴ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 35979.119 \text{ kN} \geq P_n = 6145.839 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 6145.839 = 5223.963 \text{ kN} \geq P_u = 2530.105 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.975 = 5092.316 \text{ kN.m} \geq M_u = 2466.345 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㊵ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1620.00} = 1164.079 \text{ kN}$

$< V_u (= 1458.128 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1458.128 - 1164.079) \times 150.00 / (400.0 \times 1620.00 \times \phi) = 90.756 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1620.00 / 150.00 = 1094.688 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1620.00 = 5611.845 \text{ kN} \geq 1094.688 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1552.106 + 1094.688) = 1985.095 \text{ kN} \geq 1458.128 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1500 \times 0.0020 = 3000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2648.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 상부슬래브 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1500 \times 0.0020 = 3000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1500 \times 0.0020 = 3000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2648.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1500 \times 0.0020 = 3000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2648.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 3972.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

5) 하부슬래브 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1500 \times 0.0020 = 3000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

6) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1500 \times 0.0020 = 3000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2648.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 3972.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

7) 좌측벽체 : 상부_외측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1700 \times 0.0020 = 3400.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 16.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1800.0 \text{ mm}^2 \leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

8) 좌측벽체 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1700 \times 0.0020 = 3400.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 16.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1800.0 \text{ mm}^2 \leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

9) 좌측벽체 : 하부_내측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1700 \times 0.0020 = 3400.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 16.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1800.0 \text{ mm}^2 \leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

10) 우측벽체 : 상부_내측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1700 \times 0.0020 = 3400.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 16.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1800.0 \text{ mm}^2 \leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

11) 우측벽체 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1700 \times 0.0020 = 3400.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 16.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1800.0 \text{ mm}^2 \leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

12) 우측벽체 : 하부_내측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘. 설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1700 \times 0.0020 = 3400.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 16.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

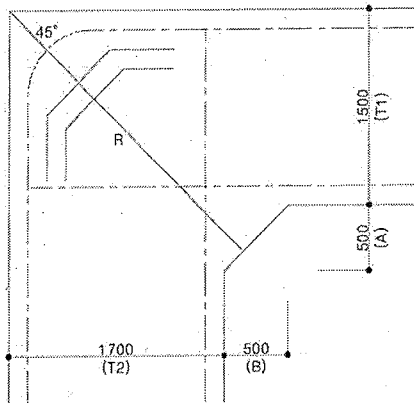
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800)$$

$$\therefore 1800.0 \text{ mm}^2 \leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 2731.371 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 2731.371 \text{ kN.m}$

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 2616.295 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H29 @250 - 4EA = 2569.600 \text{ mm}^2$$

$$H29 @250 - 4EA = 2569.600 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 5139.200 \text{ mm}^2$$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2731.37 \times 10^6}{2616.295^2 \times 1000} = 1.995 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 2731.37 \times 10^6}{2616.295 \times 180} = 11599.826 \text{ mm}^2$$

$$Asb = 5139.200 \text{ mm}^2$$

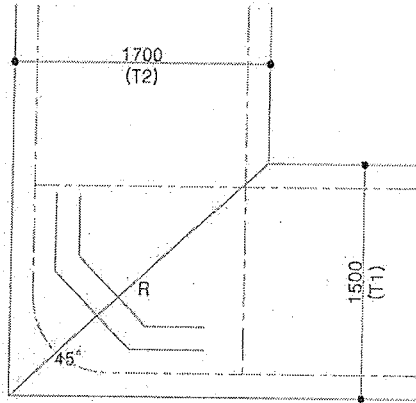
$$\begin{aligned} \text{Req'd As} &= As - Asb \\ &= 11599.826 \text{ mm}^2 - 5139.200 \text{ mm}^2 \\ &= 6460.626 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd As} = H29 - 8EA, H25 - 8EA$$

$$\therefore \text{Total As} = 9192.800 \text{ mm}^2 > \text{Req'd As} (= 6460.626 \text{ mm}^2) \longrightarrow \text{O.K !!!}$$

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 2995.447 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 2995.447 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T_1^2 + T_2^2)} = 2267.157 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$\begin{aligned} \text{H32 @250 - 4EA} &= 3176.800 \text{ mm}^2 \\ \text{H32 @250 - 4EA} &= 3176.800 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 6353.600 \text{ mm}^2$$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2995.45 \times 10^6}{2267.157^2 \times 1000} = 2.914 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량 (A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 2995.45 \times 10^6}{2267.157 \times 180} = 14680.389 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 6353.600 \text{ mm}^2$$

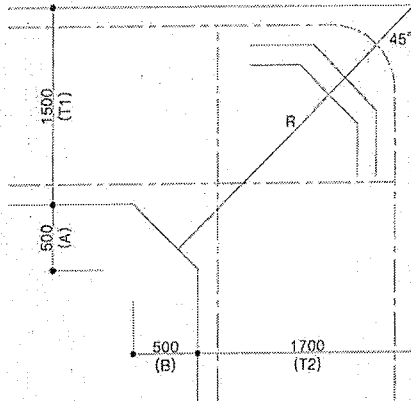
$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 14680.389 \text{ mm}^2 - 6353.600 \text{ mm}^2 \\ &= 8326.789 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = \text{H32 - 4EA} \quad \text{H29 - 4EA} \quad \text{H29 - 8EA}$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 10885.600 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 8326.789 \text{ mm}^2) \longrightarrow \text{O.K !!!}$$

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 2707.987 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 2707.987 \text{ kN.m}$

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 2616.295 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$\begin{aligned} \text{H29 @250} - 4\text{EA} &= 2569.600 \text{ mm}^2 \\ \text{H29 @250} - 4\text{EA} &= 2569.600 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 5139.200 \text{ mm}^2$$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2707.99 \times 10^6}{2616.295^2 \times 1000} = 1.978 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 2707.99 \times 10^6}{2616.295 \times 180} = 11500.517 \text{ mm}^2$$

$$Asb = 5139.200 \text{ mm}^2$$

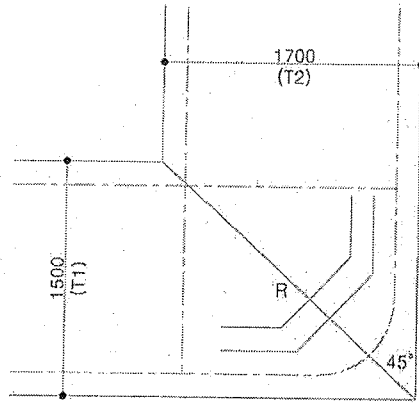
$$\begin{aligned} \text{Req'd As} &= As - Asb \\ &= 11500.517 \text{ mm}^2 - 5139.200 \text{ mm}^2 \\ &= 6361.317 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd As} = \text{H29} - 8\text{EA} , \text{H25} - 8\text{EA}$$

$$\therefore \text{Total As} = 9192.800 \text{ mm}^2 > \text{Req'd As} (= 6361.317 \text{ mm}^2) \text{ -----> O.K !!!}$$

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 2981.764 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 2981.764 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{T_1^2 + T_2^2} = 2267.157 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H32 @250 - 4EA = 3176.800 \text{ mm}^2$$

$$H32 @250 - 4EA = 3176.800 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 6353.600 \text{ mm}^2$$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2981.76 \times 10^6}{2267.157^2 \times 1000} = 2.901 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 2981.76 \times 10^6}{2267.157 \times 180} = 14613.330 \text{ mm}^2$$

$$Asb = 6353.600 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Req'd As} &= As - Asb \\ &= 14613.330 \text{ mm}^2 - 6353.600 \text{ mm}^2 \\ &= 8259.730 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd As} = H32 - 4EA, H29 - 4EA, H29 - 8EA$$

$$\therefore \text{Total As} = 10885.600 \text{ mm}^2 > \text{Req'd As} (= 8259.730 \text{ mm}^2) \longrightarrow \text{O.K !!!}$$

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	1 경간	좌측	1	1517	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	373.329	0.K	2.987
		중앙부	2	1387	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	182.590	0.K	1.461
		우측	3	1517	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	381.824	0.K	3.055
하부슬래브	1 경간	좌측	4	1350	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	266.956	0.K	2.136
		중앙부	5	1392	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	205.557	0.K	1.644
		우측	6	1350	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	269.925	0.K	2.159
좌측벽체	1 층	상부	7	1717	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	252.473	0.K	2.020
		중앙부	8	1577	H29 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	125	134.832	0.K	1.079
		하부	9	1550	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	258.407	0.K	2.067
우측벽체	1 층	상부	10	1717	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	256.499	0.K	2.052
		중앙부	11	1577	H29 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	125	134.583	0.K	1.077
		하부	12	1550	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	260.556	0.K	2.084

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi / 3)] = 1906.910 \times 1000000 / [10278.400 \times (1516.667 - 400.726/3)] \\ = 134.139 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 10278.400/1000.0 + 7 \times 10278.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1516.7)/(7 \times 10278.400)]} \\ = 400.726 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 10278.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 134.14) - 2.5 \times 85.50 = 373.33 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 134.14) = 469.66 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 373.33 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 373.33 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi / 3)] = 2233.877 \times 1000000 / [7708.800 \times (1386.667 - 336.635/3)] \\ = 227.378 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 7708.800/1000.0 + 7 \times 7708.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1386.7)/(7 \times 7708.800)]} \\ = 336.635 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 7708.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 113.3 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 29/2 = 65.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 227.38) - 2.5 \times 65.50 = 182.59 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 227.38) = 277.07 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 182.59 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 182.59 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1879.713 \times 1000000 / [10278.400 \times (1516.667 - 400.726/3)]$$

$$= 132.225 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 10278.400/1000.0 + 7 \times 10278.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1516.7)/(7 \times 10278.400)]}$$

$$= 400.726 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 10278.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 132.23) - 2.5 \times 85.50 = 381.82 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 132.23) = 476.46 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 381.82 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 381.82 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2546.283 \times 1000000 / [12707.200 \times (1350.000 - 409.124/3)]$$

$$= 165.110 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 12707.200/1000.0 + 7 \times 12707.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1350.0)/(7 \times 12707.200)]}$$

$$= 409.124 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 12707.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 165.11) - 2.5 \times 84.00 = 266.96 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 165.11) = 381.56 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 266.96 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 266.96 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 1960.141 \times 1000000 / [7166.000 \times (1391.716 - 326.851/3)] \\ = 213.237 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 7166.000/1000.0 + 7 \times 7166.000/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 1391.7 / (7 \times 7166.000)} \\ = 326.851 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 7166.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 108.3 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2026.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 29/2 = 65.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 213.24) - 2.5 \times 65.50 = 205.56 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 213.24) = 295.45 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 205.56 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 205.56 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

6) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 2530.532 \times 1000000 / [12707.200 \times (1350.000 - 409.124/3)] \\ = 164.088 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 12707.200/1000.0 + 7 \times 12707.200/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 1350.0 / (7 \times 12707.200)} \\ = 409.124 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 12707.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 164.09) - 2.5 \times 84.00 = 269.92 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 164.09) = 383.94 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 269.92 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 269.92 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 좌측벽체 상부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2731.371 \times 1000000 / [10278.400 \times (1716.667 - 430.247/3)]$$

$$= 168.911 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 10278.400/1000.0 + 7 \times 10278.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1716.7)/(7 \times 10278.400)]}$$

$$= 430.247 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 10278.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 168.91) - 2.5 \times 85.50 = 252.47 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 168.91) = 372.98 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 252.47 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 252.47 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2210.993 \times 1000000 / [6687.600 \times (1576.847 - 340.260/3)]$$

$$= 225.916 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 6687.600/1000.0 + 7 \times 6687.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1576.8)/(7 \times 6687.600)]}$$

$$= 340.260 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 6687.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 123.2 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H22} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 1548.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 225.92) - 2.5 \times 85.50 = 134.83 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 225.92) = 278.87 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 134.83 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 134.83 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 2995.447 \times 1000000 / [12707.200 \times (1550.000 - 443.646/3)]$$

$$= 168.123 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 12707.200/1000.0 + 7 \times 12707.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1550.0)/(7 \times 12707.200)]}$$

$$= 443.646 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 12707.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 168.12) - 2.5 \times 84.00 = 258.41 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 168.12) = 374.73 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 258.41 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 258.41 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

10) 우측벽체 상부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 2707.987 \times 1000000 / [10278.400 \times (1716.667 - 430.247/3)]$$

$$= 167.465 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 10278.400/1000.0 + 7 \times 10278.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1716.7)/(7 \times 10278.400)]}$$

$$= 430.247 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 10278.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 167.46) - 2.5 \times 85.50 = 256.50 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 167.46) = 376.20 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 256.50 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 256.50 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

11) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 2212.572 \times 1000000 / [6687.600 \times (1576.847 - 340.260/3)]$$

$$= 226.077 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 6687.600/1000.0 + 7 \times 6687.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1576.8)/(7 \times 6687.600)]}$$

$$= 340.260 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 6687.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 123.2 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H22} - 4.0 \text{ EA} (= 1548.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 226.08) - 2.5 \times 85.50 = 134.58 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 226.08) = 278.67 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 134.58 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 134.58 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

12) 우측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 2981.764 \times 1000000 / [12707.200 \times (1550.000 - 443.646/3)]$$

$$= 167.355 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 12707.200/1000.0 + 7 \times 12707.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1550.0)/(7 \times 12707.200)]}$$

$$= 443.646 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 12707.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 167.36) - 2.5 \times 84.00 = 260.56 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 167.36) = 376.45 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 260.56 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 260.56 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

(2) 처짐검토

■ 철근콘크리트 부재의 처짐은, 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : $L = 11.100 \text{ m}$
- $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 부재두께(T) = 1.50 m

■ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 ($f_y = 400 \text{ MPa}$ 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	$l / 16$	$l / 18.5$	$l / 21$	$l / 8$

$$T_{\min} = L / 28$$

$$T = 11.100 / 28$$

$$T = 0.396 \text{ m} < 1.500 \text{ m} \text{ -----} \rightarrow \text{O.K}$$

19. 기초 지지력 검토

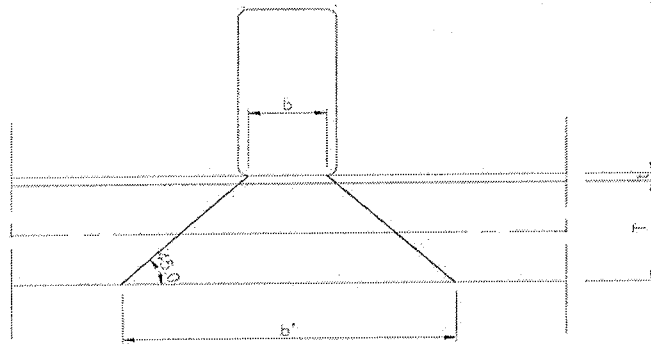
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = $1326.650 / 12.800 = 103.645 \text{ kN/m}^2$
- 상부연직하중 = 225.364 kN/m^2 (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = $0.04 \times 23.00 = 0.920 \text{ kN/m}^2$

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.000 kN/m^2
- 상재활하중 = 0.000 kN/m^2
- 암거 내부 활하중

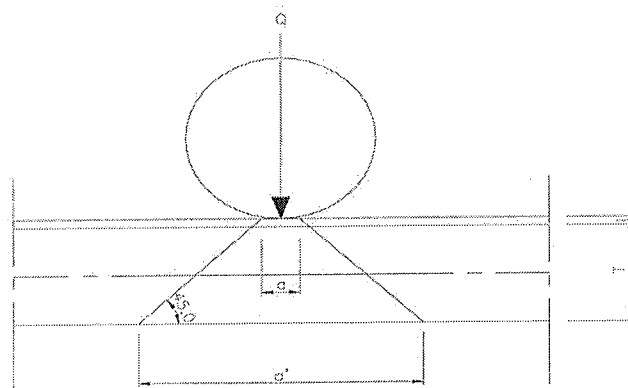


$t = 40 \text{ mm}$ (암거내부 포장두께)

$T = 1500 \text{ mm}$ (하부 슬래브 두께)

$$b' = 0.500 + 2 \times (1.500 + 0.040) \times \cot 45^\circ$$

$$= 3.580 \text{ m}$$



$$a' = 0.200 + 2 \times (1.500 + 0.040) \times \cot 45^\circ$$

$$= 3.280 \text{ m}$$

$$O_z = 96.0 / (3.580 \times 3.280) = 8.176 \text{ kN/m}^2$$

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= 103.64 + 225.36 + 10.00 + 0.92 + 8.18 \\ &= 348.104 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2) 지반의 허용연직지지력

$$Q_a = 816.99 \text{ kN/m}^2 \geq Q_{\max} = 348.104 \text{ kN/m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL, -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	: 12.800 × 1.500 × 25.000	= 480.000 kN/m
- 하부슬래브	: 12.800 × 1.500 × 25.000	= 480.000 kN/m
- 벽체	: 1.700 × 2.970 × 25.000 × 2	= 252.450 kN/m
	: 1.700 × 2.970 × 25.000 × 2	= 252.450 kN/m
- 현치	: 0.125 × 2 × 25.000	= 6.250 kN/m
- 포장	: 7.800 × 0.040 × 23.000	= 7.176 kN/m
- 전단키	: 0.000 × 0.000 × 25.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 토사(수위 이상)	: 12.800 × 1.000 × 19.000	= 243.200 kN/m
- 토사(수위 이하)	: 12.800 × 10.666 × 10.000	= 1365.248 kN/m
- 수직수압	: 12.800 × 10.666 × 10.000	= 1365.248 kN/m
∴ Σ		= 4452.022 kN/m

(2) 측면마찰력

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

※ 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

$$\begin{aligned} F_1 &= K_u \times \gamma_t \times D_1^2 \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 3.458 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F_2 &= K_u \times (2 \times D_1 \times D_2 \times \gamma_t + D_2^2 \times \gamma_{\text{sub}}) \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 10.666 \times 19.000 + 10.666^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 280.793 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Sigma = 3.458 + 280.793 = 284.250 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 4452.022 + 284.250 = 4736.272 \text{ kN/m}$$

2) 부력

$$\begin{aligned} U &= B \times h_s \times \gamma_w \text{ (여기서, } h_s \text{ = 지하수위 침도)} \\ &= 12.800 \times 19.606 \times 10.000 \\ &= 2509.568 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) 안정검토

$$\begin{aligned} F_s &= R / U \\ &= 4736.272 / 2509.568 \\ &= 1.887 > 1.05 \quad \therefore \text{OK} \rightarrow \text{부력안전성 확보} \end{aligned}$$

1.2. 실제조사 수위 적용 : GL. -13.7 m (보링주상도 NBB-6 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	: 12.800 × 1.500 × 25.000	= 480.000 kN/m
- 하부슬래브	: 12.800 × 1.500 × 25.000	= 480.000 kN/m
- 벽체	: 1.700 × 2.970 × 25.000 × 2	= 252.450 kN/m
	: 1.700 × 2.970 × 25.000 × 2	= 252.450 kN/m
- 현치	: 0.125 × 2 × 25.000	= 6.250 kN/m
- 포장	: 7.800 × 0.040 × 23.000	= 7.176 kN/m
- 전단키	: 0.000 × 0.000 × 25.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 토사(수위 이상)	: 12.800 × 13.700 × 19.000	= 3331.840 kN/m
- 토사(수위 이하)	: 12.800 × -2.034 × 10.000	= -260.352 kN/m
- 수직수압	: 12.800 × -2.034 × 10.000	= -260.352 kN/m
∴ Σ		= 4289.462 kN/m

(2) 측면마찰력

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

※ 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

$$\begin{aligned} F1 &= K_u \times \gamma_t \times D1^2 \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times 19.000 \times 13.700^2 \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 648.979 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F2 &= K_u \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma_t + D2^2 \times \gamma_{\text{sub}}) \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times (2 \times 13.700 \times -2.034 \times 19.000 + -2.034^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= -185.175 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Sigma = 648.979 + -185.175 = 463.804 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 4289.462 + 463.804 = 4753.266 \text{ kN/m}$$

2) 부력

$$\begin{aligned} U &= B \times h_s \times \gamma_w \text{ (여기서, } h_s = \text{지하수위 심도)} \\ &= 12.800 \times 6.906 \times 10.000 \\ &= 883.968 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) 안정검토

$$\begin{aligned} F_s &= R / U \\ &= 4753.266 / 883.968 \\ &= 5.377 > 1.20 \quad \therefore \text{OK} \rightarrow \text{부력안전성 확보} \end{aligned}$$

2. 시공중 부력검토

■ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

： 시공시 부력에 대한 안전률 $F_s = 1.1$ (R/B)

일반적으로 굴착지면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{480,000}{12.800 \times 10.000 \times 1.100} = 3.409 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.409 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{732,450}{12.800 \times 10.000 \times 1.100} = 5.202 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 5.202 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{738,700}{12.800 \times 10.000 \times 1.100} = 5.246 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 5.246 m 이하유지

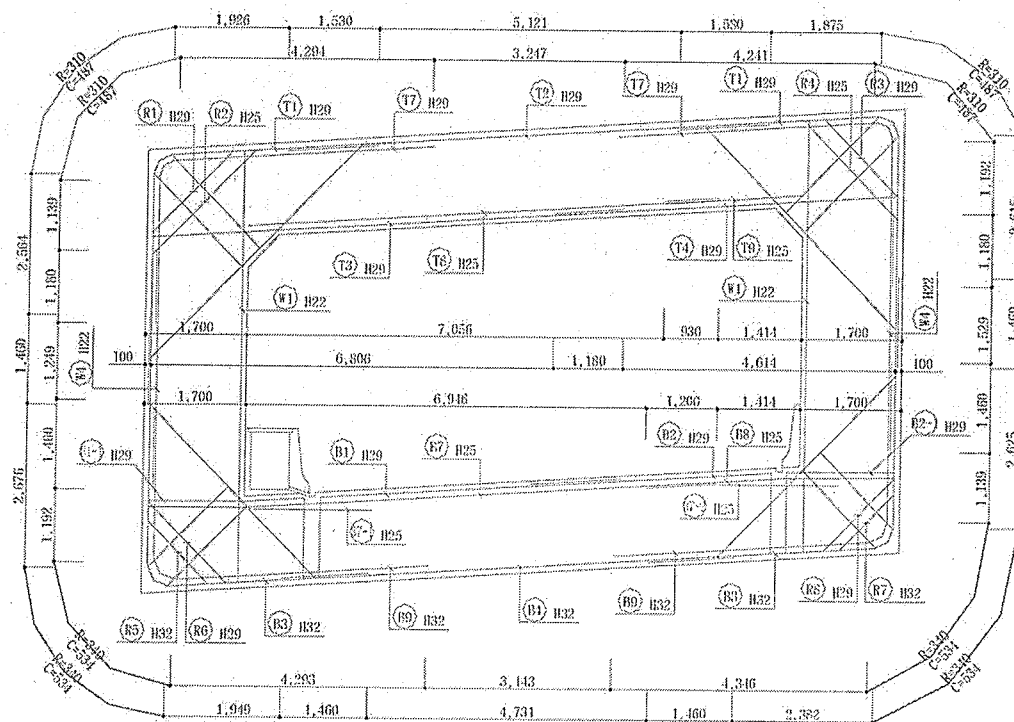
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{1471,150}{12.800 \times 10.000 \times 1.100} = 10.449 \text{ m}$$

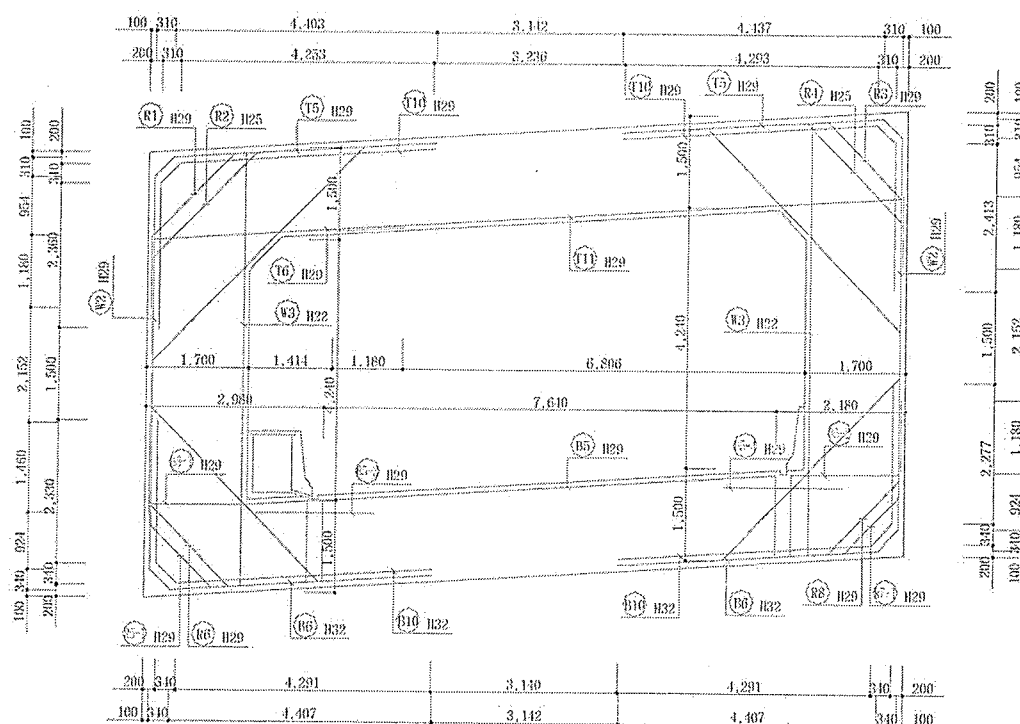
∴ 구조물 저면으로 부터 10.449 m 이하유지

20. 주철근 조립도

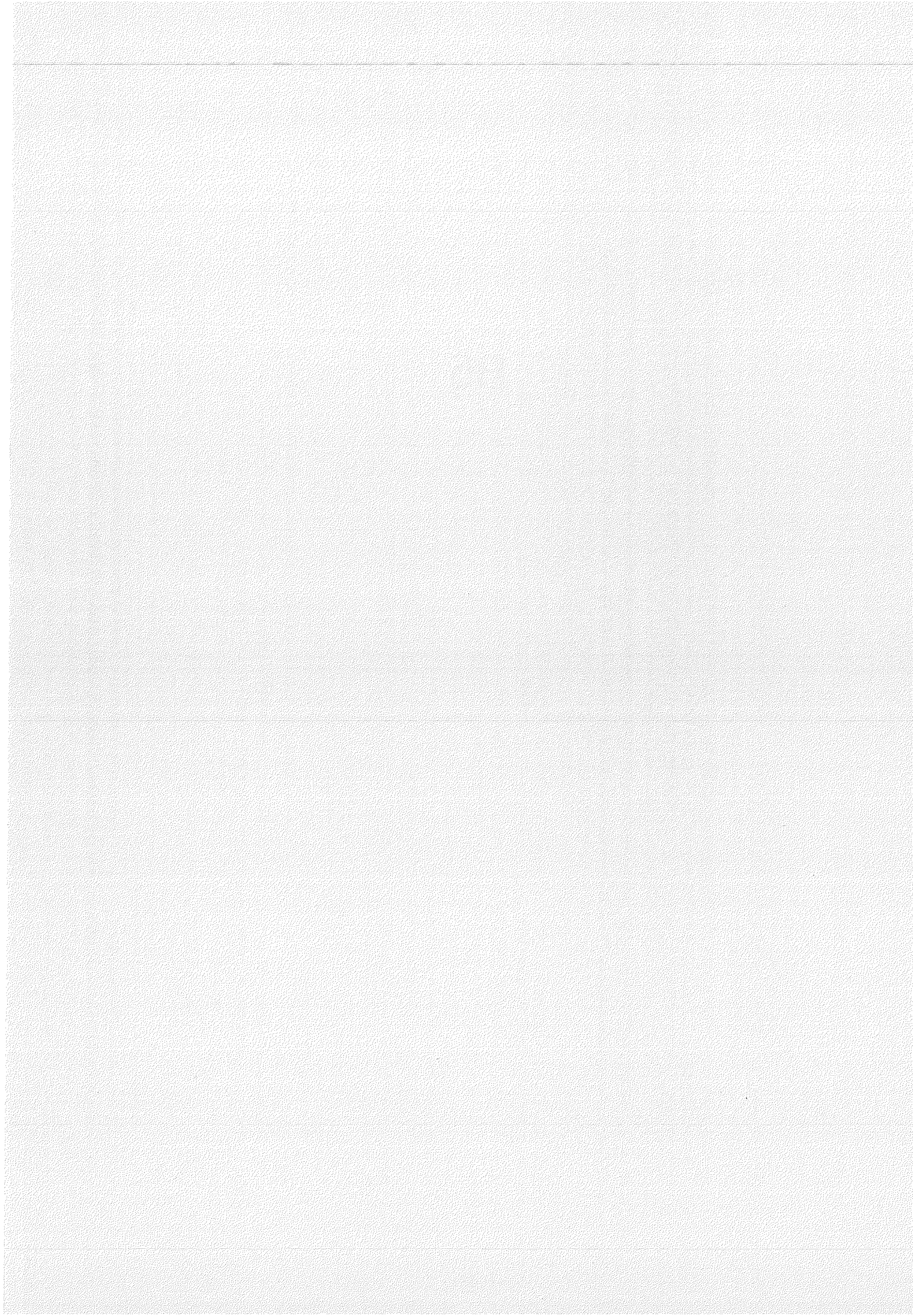
CYCLE - 1[@250]



CYCLE - 2(@250)



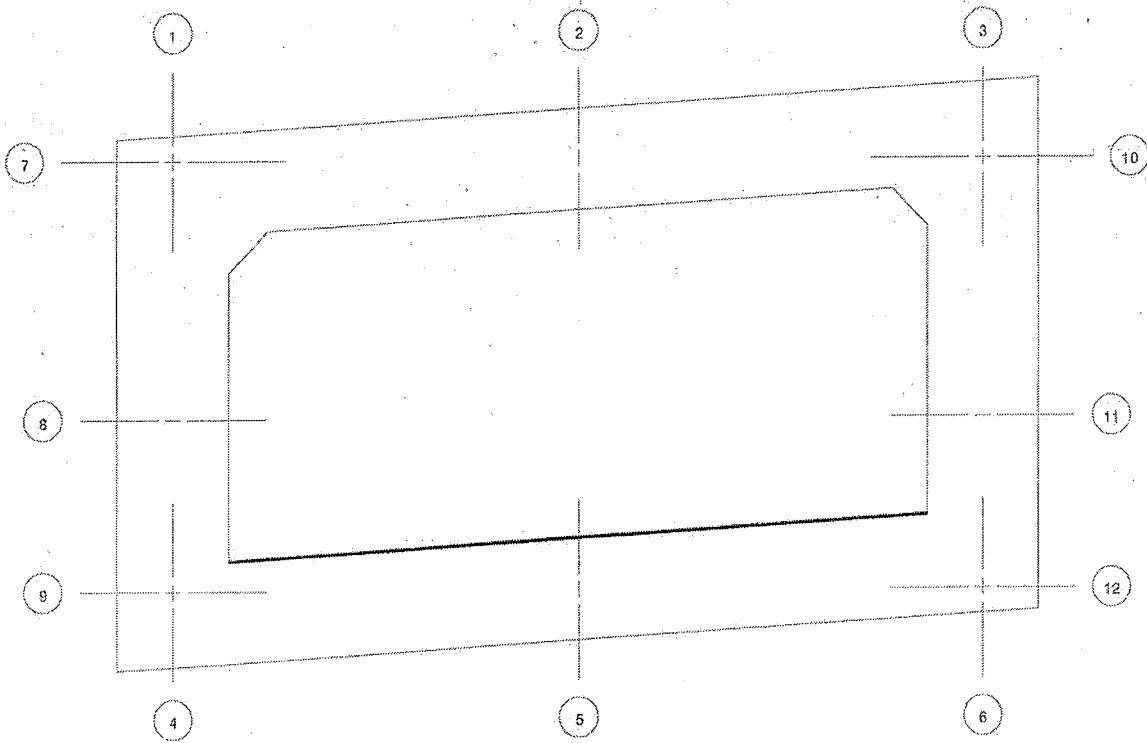
B5



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	mm²		mm²		
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1000	1338	2210.75	3108.74	5022.50	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.41
		좌측 (하면)	1	1000	1220	1118.99	1632.75	2750.66	H25 - 8.0EA	4053.60	1.46
		중앙부	2	1000	1187	2049.86	2343.69	5285.79	H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	6080.40	1.14
		우측 (상면)	3	1000	1338	2210.75	3108.74	5022.50	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.41
		우측 (하면)	3	1000	1220	1118.99	1632.75	2750.66	H25 - 8.0EA	4053.60	1.46
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1000	1220	1542.60	2053.48	3823.30	H29 - 8.0EA	5139.20	1.33
		좌측 (하면)	4	1000	1171	2585.61	3317.38	6841.37	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.28
		좌측 (배수구 단면)	4	1000	1058	642.25	2670.54	2008.5	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	4.16
		중앙부	5	1000	1220	1920.05	2053.48	4792.95	H29 - 8.0EA	5139.20	1.07
		우측 (상면)	6	1000	1220	1542.60	2053.48	3823.30	H29 - 8.0EA	5139.20	1.33
		우측 (하면)	6	1000	1171	2561.65	3317.38	6774.40	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.30
좌측벽체	1층	상부 (외측)	7	1000	1538	2736.89	6032.07	-	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8754.80	2.20
		상부 (내측)	7	1000	1420	1113.82	4530.31	-	H16 - 8.0EA	8754.80	4.07
		중앙부	8	1000	1377	2164.34	5624.95	-	H29 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	8276.40	2.60
		하부 (외측)	9	1000	1371	2953.15	6119.24	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	10512.00	2.07
		하부 (내측)	9	1000	1420	1408.98	3330.72	-	H16 - 8.0EA	10512.00	2.36
우측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	1538	2716.11	6056.70	-	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8754.80	2.23
		상부 (내측)	10	1000	1420	1113.82	4530.31	-	H16 - 8.0EA	8754.80	4.07
		중앙부	11	1000	1377	2166.71	5621.39	-	H29 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	8276.40	2.59
		하부 (외측)	12	1000	1371	2940.82	6129.87	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	10512.00	2.08
		하부 (내측)	12	1000	1420	1408.98	3330.72	-	H16 - 8.0EA	10512.00	2.36

■ 수평철근 검토

구분				단면적비			0.0015hs		
부재 위치				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	2648.0	0.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	2317.0	0.K	-	-	-
		우측	3	1800.0	2648.0	0.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1800.0	2648.0	0.K	1800.0	2648.0	0.K
		좌측 (배수구단면)	4	1800.0	2648.0	0.K	1587.0	2648.0	0.K
		중앙부	5	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		우측	6	1800.0	2648.0	0.K	1800.0	2648.0	0.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		중앙부	8	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		하부	9	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
우측 벽체	1 층	상부	10	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		중앙부	11	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K
		하부	12	1800.0	2317.0	0.K	1800.0	2317.0	0.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치		ΦV_c	V_u	ΦV_n	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	761.1	1054.1	1354.88	2.00	125.05	H13	150	253.40	0.K
		중앙부	2	770.8	378.9	1071.46	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		우측	3	761.1	1054.1	1354.88	2.00	125.05	H13	150	253.40	0.K
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	792.4	1158.7	1410.71	2.00	150.10	H13	150	253.40	0.K
		좌측 (배수구단면)	4	622.2	1151.3	1383.27	2.00	276.10	H16	150	253.40	0.K
		중앙부	5	792.4	361.7	1101.56	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		우측	6	792.4	1158.4	1410.71	2.00	150.00	H13	150	253.40	0.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	959.4	785.2	1307.02	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		중앙부	8	968.6	979.5	1666.41	2.00	3.94	H13	150	253.40	0.K
		하부	9	968.4	994.0	1315.82	2.00	18.69	H13	300	253.40	0.K
우측 벽체	1 층	상부	10	959.4	785.2	1307.02	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		중앙부	11	968.6	979.5	1666.41	2.00	3.94	H13	150	253.40	0.K
		하부	12	968.4	994.0	1315.82	2.00	18.69	H13	300	253.40	0.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	1 경간	좌측	1	1338	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	305.927	0.K	2.447
		중앙부	2	1187	H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	175.527	0.K	1.404
		우측	3	1338	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	311.888	0.K	2.495
하부슬래브	1 경간	좌측	4	1171	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	191.564	0.K	1.533
		좌측(배수구 단면)	4	1058	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	1207.200	0.K	9.66
		중앙부	5	1220	H29 - 8.0EA	125	160.632	0.K	1.285
		우측	6	1171	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	193.411	0.K	1.547
좌측벽체	1 층	상부	7	1538	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	203.757	0.K	1.630
		중앙부	8	1377	H29 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	125	205.353	0.K	1.643
		하부	9	1371	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	197.151	0.K	1.577
우측벽체	1 층	상부	10	1538	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	206.595	0.K	1.653
		중앙부	11	1377	H29 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	125	204.964	0.K	1.640
		하부	12	1371	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	198.608	0.K	1.589

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 런 Ramp B BOX (내공 : 9.4M × 4.24M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 종량

- 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 (f_{ck}) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (E_c) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (f_y) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (E_s) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 압도배합이 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 : 7.876 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 (K_0) = $1 - \sin \phi = 0.500$

9) 설계방법

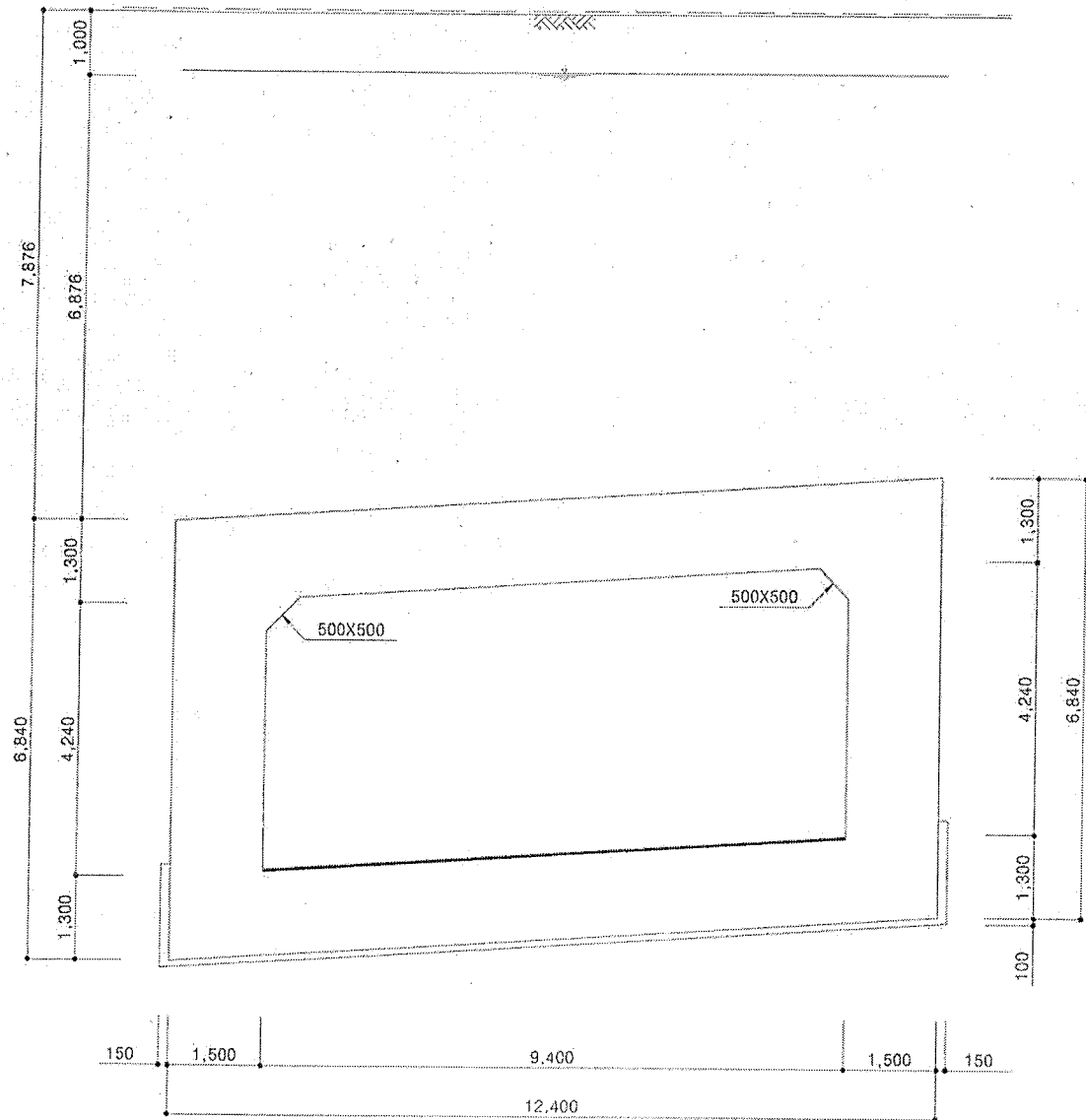
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

- 10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단면 가정

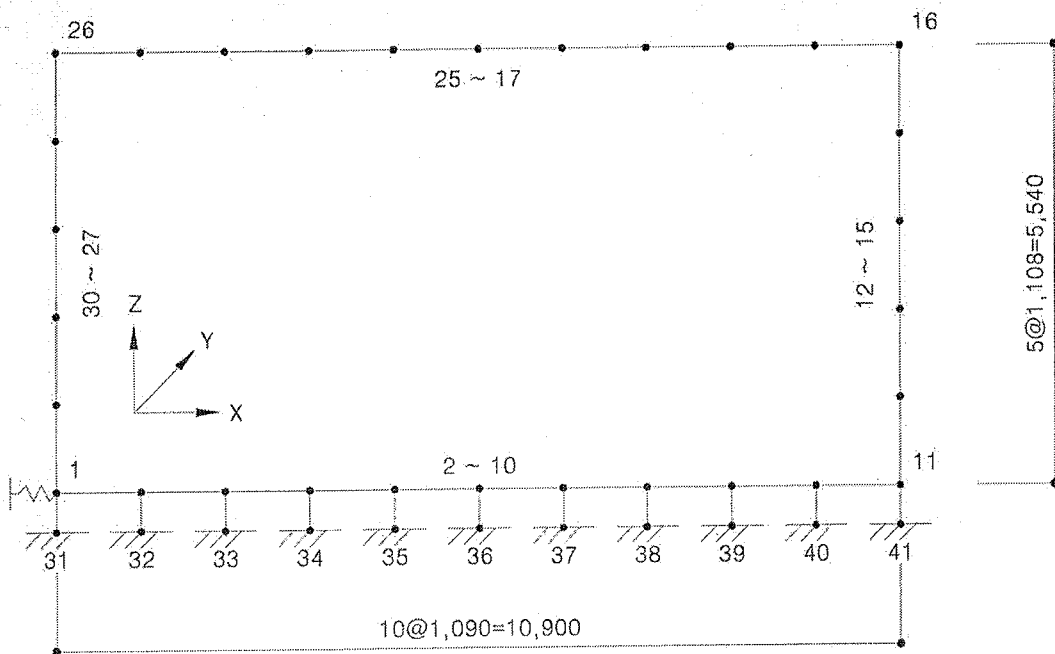


4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

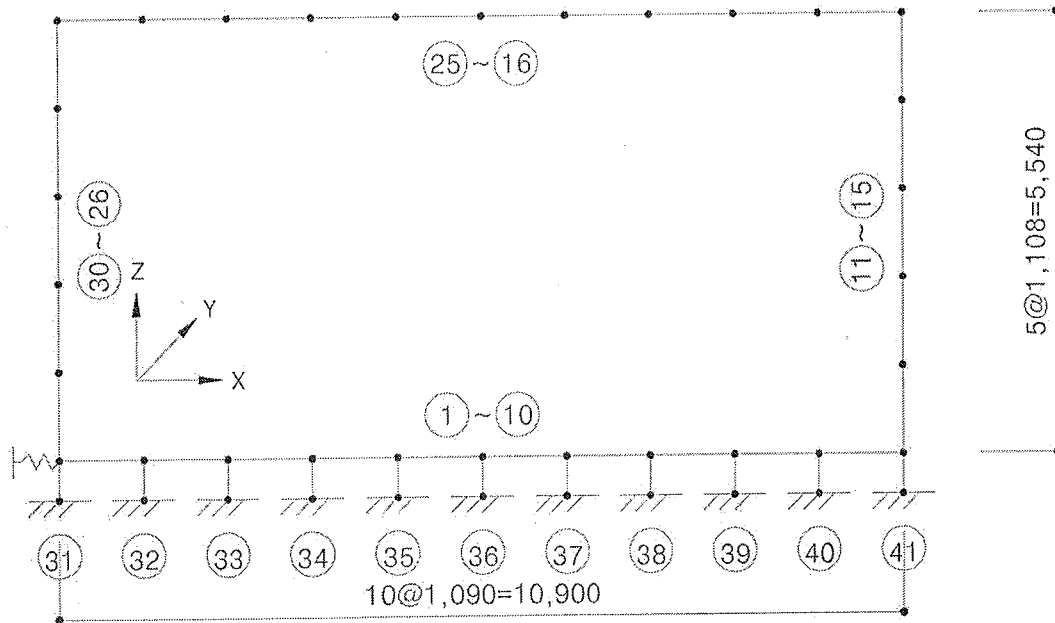
1) Modeling

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

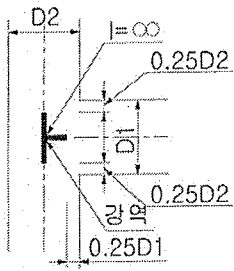
NO	A (m ²)		I (m ⁴)	부재
1	1.300 × 1.000	= 1.300	0.18308	1~10, 16~25
2	1.500 × 1.000	= 1.500	0.28125	11~15, 26~30

3) 단면좌표

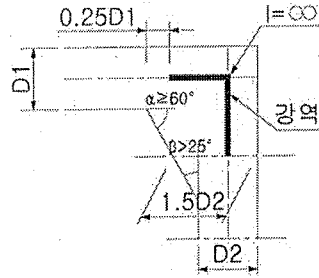
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	22	4.360	6.040
2	1.090	0.500	23	3.270	6.040
3	2.180	0.500	24	2.180	6.040
4	3.270	0.500	25	1.090	6.040
5	4.360	0.500	26	0.000	6.040
6	5.450	0.500	27	0.000	4.932
7	6.540	0.500	28	0.000	3.824
8	7.630	0.500	29	0.000	2.716
9	8.720	0.500	30	0.000	1.608
10	9.810	0.500	31	0.000	0.000
11	10.900	0.500	32	1.090	0.000
12	10.900	1.608	33	2.180	0.000
13	10.900	2.716	34	3.270	0.000
14	10.900	3.824	35	4.360	0.000
15	10.900	4.932	36	5.450	0.000
16	10.900	6.040	37	6.540	0.000
17	9.810	6.040	38	7.630	0.000
18	8.720	6.040	39	8.720	0.000
19	7.630	6.040	40	9.810	0.000
20	6.540	6.040	41	10.900	0.000
21	5.450	6.040			

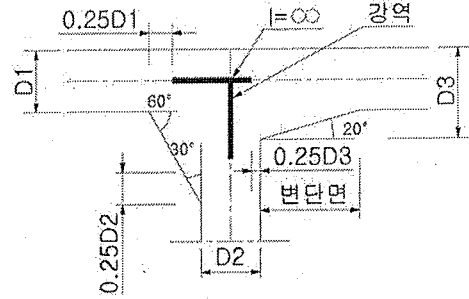
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 26 지정 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1500 / 2 + 500 - (1300 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(2) 26 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1300 / 2 + 500 - (1500 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(3) 16 지정 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1500 / 2 + 500 - (1300 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(4) 16 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1300 / 2 + 500 - (1500 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(5) 1 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1500 / 2 - 0.25 \times 1300 = 425 \text{ mm}$$

(6) 1 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1300 / 2 - 0.25 \times 1500 = 275 \text{ mm}$$

(7) 11 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1500 / 2 - 0.25 \times 1300 = 425 \text{ mm}$$

(8) 11 지정 - 슬래브 벽체 연결부

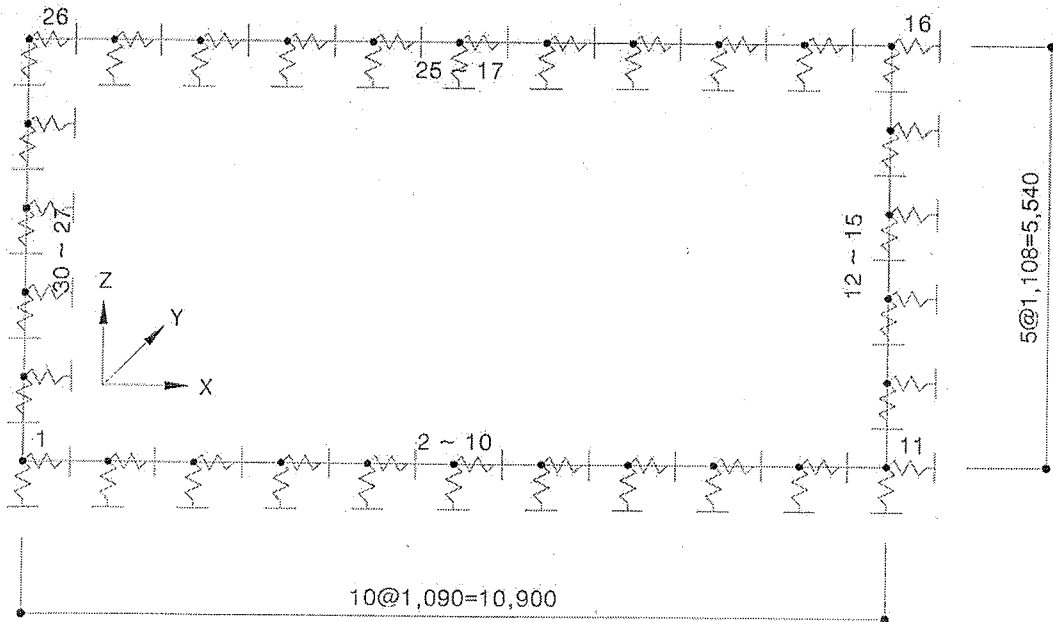
$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1300 / 2 - 0.25 \times 1500 = 275 \text{ mm}$$

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

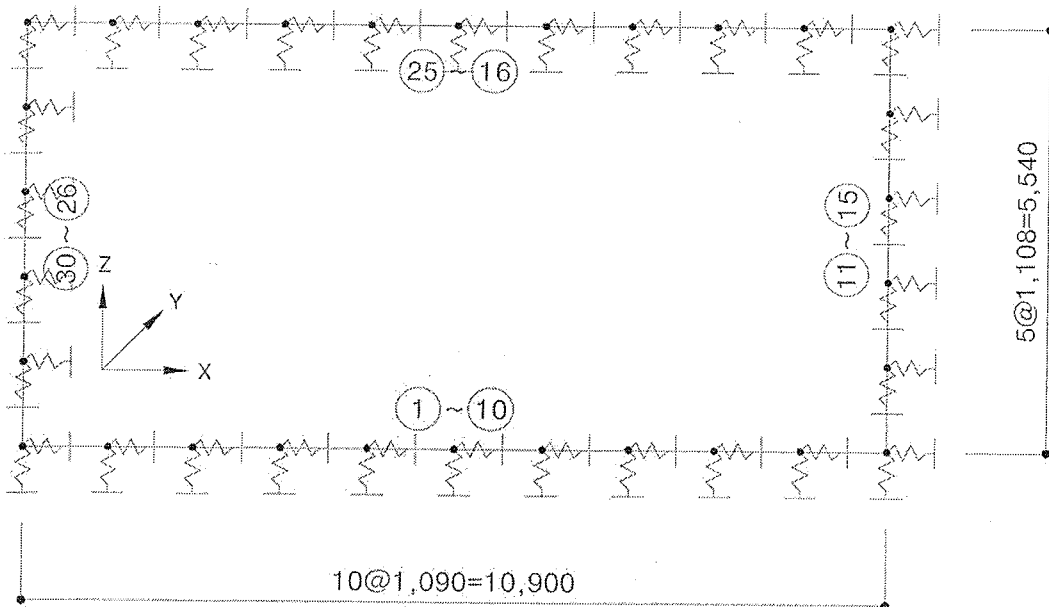
1) Modeling

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 적용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삼도



② 부재삼도



2) 단면제원

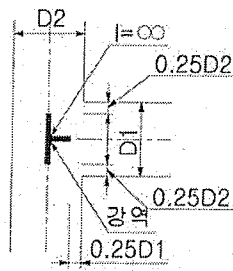
NO	A (m ²)	I (m ⁴)	부 재
1	1.300 × 1.000 = 1.300	0.18308	1~10, 16~25
2	1.500 × 1.000 = 1.500	0.28125	11~15, 26~30

3) 단면좌표

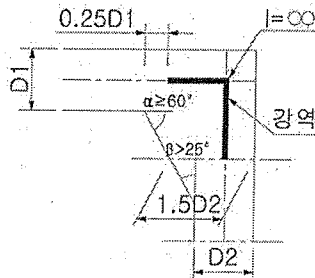
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	16	10.900	5.540
2	1.090	0.000	17	9.810	5.540
3	2.180	0.000	18	8.720	5.540
4	3.270	0.000	19	7.630	5.540
5	4.360	0.000	20	6.540	5.540
6	5.450	0.000	21	5.450	5.540
7	6.540	0.000	22	4.360	5.540
8	7.630	0.000	23	3.270	5.540
9	8.720	0.000	24	2.180	5.540
10	9.810	0.000	25	1.090	5.540
11	10.900	0.000	26	0.000	5.540
12	10.900	1.108	27	0.000	4.432
13	10.900	2.216	28	0.000	3.324
14	10.900	3.324	29	0.000	2.216
15	10.900	4.432	30	0.000	1.108

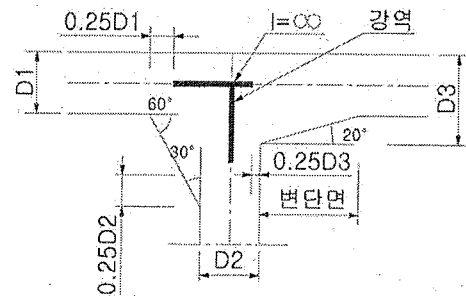
8) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 26 지정 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1500 / 2 + 500 - (1300 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(2) 26 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1300 / 2 + 500 - (1500 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(3) 16 지정 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1500 / 2 + 500 - (1300 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(4) 16 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1300 / 2 + 500 - (1500 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(5) 1 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1500 / 2 - 0.25 \times 1300 = 425 \text{ mm}$$

(6) 1 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1300 / 2 - 0.25 \times 1500 = 275 \text{ mm}$$

(7) 11 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1500 / 2 - 0.25 \times 1300 = 425 \text{ mm}$$

(8) 11 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1300 / 2 - 0.25 \times 1500 = 275 \text{ mm}$$

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 = E_0 의 산정방법에 대한 보정계수

E_0 = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (K_v)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

여기서,

$$K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

E_0 : 지반탄성계수 (kN/m^2)

$\alpha = 1$

$E_0 = 28000.00 \text{ kN/m}^2$ (지반보고서 참조)

$$B_v = \sqrt{B \times B} = \sqrt{12.400 \times 12.400} = 12.40 \text{ m (L > B)}$$

$$K_{v0} = 1 / 0.3 \times 1 \times 28000 = 93330.00 \text{ kN/m}^3$$

$$K_v = 93330.000 \times (12.400 / 0.3)^{-3/4} = 5725.27 \text{ kN/m}^3$$

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.500/2 + 1.090/2) = 7414 \text{ kN/m}$	1,11
Kv2	$K_v \times (1.090/2 + 1.090/2) = 6241 \text{ kN/m}$	2~10
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	6

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 퇴적토 (EL. : 13.682 ~ 0.670, N=15)

① 기능수행 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 15^{1/3} = 197.3 \text{ m/sec}$
- V_s (기능수행수준의 전단파 속도) = $1.0 \times V_0 = 1.0 \times 197.3 = 197.3 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
= $20 / 9.810 \times 197.3^2 = 79362.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
= $2 \times (1 + 0.32) \times 79362.0 = 209515.7 \text{ kN/m}^2$

② 붕괴방지 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 15^{1/3} = 197.3 \text{ m/sec}$
- V_s (붕괴방지수준의 전단파 속도) = $0.8 \times V_0 = 0.8 \times 197.3 = 157.8 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
= $20.0 / 9.810 \times 157.8^2 = 50766.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
= $2 \times (1 + 0.32) \times 50766.0 = 134022.2 \text{ kN/m}^2$

(2) 풍화토 (EL. : 0.670 ~ -6.330, N=50)

① 기능수행 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 50^{1/3} = 294.7 \text{ m/sec}$
- V_s (기능수행수준의 전단파 속도) = $1.0 \times V_0 = 1.0 \times 294.7 = 294.7 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
= $20 / 9.810 \times 294.7^2 = 177060.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
= $2 \times (1 + 0.32) \times 177060.0 = 467438.4 \text{ kN/m}^2$

② 붕괴방지 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 50^{1/3} = 294.7 \text{ m/sec}$
- V_s (붕괴방지수준의 전단파 속도) = $0.8 \times V_0 = 0.8 \times 294.7 = 235.8 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
= $20.0 / 9.810 \times 235.8^2 = 113357.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
= $2 \times (1 + 0.32) \times 113357.0 = 299262.5 \text{ kN/m}^2$

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(12.400 \times 12.400)} = 12.400 \text{ m} \\ K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 209515.7 = 1396771.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 1396771.330 \times (12.400 / 0.3)^{-3/4} = 85684.05 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 85684.050 = 28561.35 \text{ kN/m}^3$$

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 풍화토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(12.400 \times 12.400)} = 12.400 \text{ m} \\ K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 467438.4 = 3116256.00 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 3116256.000 \times (12.400 / 0.3)^{-3/4} = 191164.75 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 191164.750 = 63721.58 \text{ kN/m}^3$$

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(6.840 \times 6.840)} = 6.840 \text{ m} \\ K_{ho} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 209515.7 = 1396771.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 1396771.330 \times (6.840 / 0.3)^{-3/4} = 133867.20 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 133867.200 = 44622.40 \text{ kN/m}^3$$

(4) 측벽 : 제3토층 , 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(6.840 \times 6.840)} = 6.840 \text{ m} \\ K_{ho} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 467438.4 = 3116256.00 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 3116256.000 \times (6.840 / 0.3)^{-3/4} = 298663.39 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 298663.390 = 99554.46 \text{ kN/m}^3$$

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.090/2 + 1.090/2) = 93396 \text{ kN/m}$	17~25
Ksb1	$K_{sb} \times (1.090/2 + 1.090/2) = 31132 \text{ kN/m}$	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	$K_h \times (1.108/2 + 1.108/2) = 148325 \text{ kN/m}$	12~15, 27~30
Kss1	$K_{ss} \times (1.108/2 + 1.108/2) = 49442 \text{ kN/m}$	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.090/2 + 1.090/2) = 208370 \text{ kN/m}$	2~10
Ksb1	$K_{sb} \times (1.090/2 + 1.090/2) = 69457 \text{ kN/m}$	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.500/2 + 1.090/2) = 247558 \text{ kN/m}$	1, 11
Ksb1	$K_h \times (1.108/2 + 1.300/2) = 359591 \text{ kN/m}$	
Kv2	$K_v \times (1.090/2 + 1.500/2) = 110961 \text{ kN/m}$	16, 26
Ksb2	$K_h \times (1.108/2 + 1.300/2) = 161176 \text{ kN/m}$	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(12.400 \times 12.400)} = 12.400 \text{ m} \\ K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 134022.2 = 893481.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 893481.330 \times (12.400 / 0.3)^{-3/4} = 54810.05 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 54810.050 = 18270.02 \text{ kN/m}^3$$

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 풍화토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(12.400 \times 12.400)} = 12.400 \text{ m} \\ K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 299262.5 = 1995083.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 1995083.330 \times (12.400 / 0.3)^{-3/4} = 122387.12 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 122387.120 = 40795.71 \text{ kN/m}^3$$

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(6.840 \times 6.840)} = 6.840 \text{ m} \\ K_{ho} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 134022.2 = 893481.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 893481.330 \times (6.840 / 0.3)^{-3/4} = 85631.66 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 85631.660 = 28543.89 \text{ kN/m}^3$$

(4) 측벽 : 제3토층 , 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(6.840 \times 6.840)} = 6.840 \text{ m} \\ K_{ho} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 299262.5 = 1995083.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 1995083.330 \times (6.840 / 0.3)^{-3/4} = 191209.69 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 191209.690 = 63736.56 \text{ kN/m}^3$$

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.090/2 + 1.090/2) = 59743 \text{ kN/m}$	17~25
Ksb1	$K_{sb} \times (1.090/2 + 1.090/2) = 19914 \text{ kN/m}$	

- 축벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	$K_h \times (1.108/2 + 1.108/2) = 94880 \text{ kN/m}$	12~15, 27~30
Kss1	$K_{ss} \times (1.108/2 + 1.108/2) = 31627 \text{ kN/m}$	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.090/2 + 1.090/2) = 133402 \text{ kN/m}$	2~10
Ksb1	$K_{sb} \times (1.090/2 + 1.090/2) = 44467 \text{ kN/m}$	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.500/2 + 1.090/2) = 158491 \text{ kN/m}$	1, 11
Ksb1	$K_h \times (1.108/2 + 1.300/2) = 230216 \text{ kN/m}$	
Kv2	$K_v \times (1.090/2 + 1.500/2) = 70979 \text{ kN/m}$	16, 26
Ksb2	$K_h \times (1.108/2 + 1.300/2) = 103101 \text{ kN/m}$	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설 계 지 진	준 재현주기	성능기	기 능 수 행	봉 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

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 토사지 반 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) : $KH = I \times Ca = 0.57 \times 0.13 = 0.074$
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : $KH = I \times Ca = 1.40 \times 0.13 = 0.182$

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.040×23.00	= 0.920 kN/m^2
- 토 사	: 7.836×19.00	= 148.884 kN/m^2
$\therefore \text{Total Wd1}$		= 149.804 kN/m^2

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.040×23.00	= 0.920 kN/m^2
- 흙(지하수위 이상)	: 0.960×19.00	= 18.240 kN/m^2
- 흙(지하수위 이하)	: 6.876×10.00	= 68.760 kN/m^2
$\therefore \text{Total Wd2}$		= 87.920 kN/m^2

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m ²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m ²)
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 $P_{vl} \times D$ 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (W11) - 토피 7.876m

$$- W11 = 15.000 \text{ kN/m}^2$$

② 측벽에 작용하는 하중 (W12)

$$- W12 = 15.000 \times 0.500 = 7.500 \text{ kN/m}^2$$

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

$$\begin{aligned}
 W_{h1} &= (0.040 \times 23.000 + 8.486 \times 19.000) \times 0.500 &= 81.077 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{h2} &= 81.077 + 1.108 \times 19.000 \times 0.500 &= 91.603 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{h3} &= 91.603 + 1.108 \times 19.000 \times 0.500 &= 102.129 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{h4} &= 102.129 + 1.108 \times 19.000 \times 0.500 &= 112.655 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{h5} &= 112.655 + 1.108 \times 19.000 \times 0.500 &= 123.181 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{h6} &= 123.181 + 1.108 \times 19.000 \times 0.500 &= 133.707 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

$$\begin{aligned}
 W_{h1} &= (0.040 \times 23.000 + 0.960 \times 19.000 + 7.526 \times 10.000) &= 47.210 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{h2} &= 47.210 + 1.108 \times 10.000 \times 0.500 &= 52.750 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{h3} &= 52.750 + 1.108 \times 10.000 \times 0.500 &= 58.290 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{h4} &= 58.290 + 1.108 \times 10.000 \times 0.500 &= 63.830 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{h5} &= 63.830 + 1.108 \times 10.000 \times 0.500 &= 69.370 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{h6} &= 69.370 + 1.108 \times 10.000 \times 0.500 &= 74.910 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

$$- W_{w1} = 6.876 \times 10.000 = 68.760 \text{ kN/m}^2$$

② 측벽에 작용하는 하중

$$- W_{w2} = 7.526 \times 10.000 = 75.260 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{w3} = 75.260 + 1.108 \times 10.000 = 86.340 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{w4} = 86.340 + 1.108 \times 10.000 = 97.420 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{w5} = 97.420 + 1.108 \times 10.000 = 108.500 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{w6} = 108.500 + 1.108 \times 10.000 = 119.580 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{w7} = 119.580 + 1.108 \times 10.000 = 130.660 \text{ kN/m}^2$$

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

$$- W_{w8} = (7.876 + 6.840 - 1.000) \times 10.000 = 137.160 \text{ kN/m}^2$$

7) 온도하중

- 온도의 승강은 $\pm 10^\circ \text{C}$ 로 한다.

- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 $\alpha = 0.00001$ 으로 한다.

8) 건조수축

- 15°C 의 온도하중으로 변환 설계.

$$- \text{건조수축계수} \quad \varepsilon = 15 \times 10^{-5}$$

$$- \text{온도선팽창 계수} \quad \alpha = 1.0 \times 10^{-5}$$

$$- \Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15^\circ \text{C}$$

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(T_g)

$$T_g = \sum_{i=1}^N \frac{4H_i}{V_{si}}$$

지 반	$H_i(m)$	$V_{si}(m/sec)$		$\gamma(kN/m^3)$	$T_g'(sec)$	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	0.012	248.600	198.900	19.000	0.000	0.000
매립토	3.700	145.400	116.300	19.000	0.102	0.127
퇴적토	9.300	197.300	157.800	20.000	0.189	0.236
풍화토	7.000	294.700	235.800	20.000	0.095	0.119
풍화암	4.000	294.700	235.800	20.000	0.054	0.068
연암	5.988	248.600	198.900	20.000	0.096	0.120
계					0.536	0.670

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
$T_g(sec)$	$1.25T_g' = 1.25 \times 0.536 = 0.670$	$1.25 T_g' = 1.25 \times 0.670 = 0.838$

2) 통제주기(T_s)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
$T_s(sec)$	$T_s = C_v / (2.5 \times C_a)$ $= 0.180 / (2.5 \times 0.130) = 0.554$	$T_s = C_v / (2.5 \times C_a)$ $= 0.180 / (2.5 \times 0.130) = 0.554$
$T_o(sec)$	$T_o = 0.2 \times T_s$ $= 0.2 \times 0.554 = 0.111$	$T_o = 0.2 \times T_s$ $= 0.2 \times 0.554 = 0.111$

3) 감쇠율에 대한 보정계수(C_d)

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
C_d	0.800	0.667

단, 별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(S_a) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

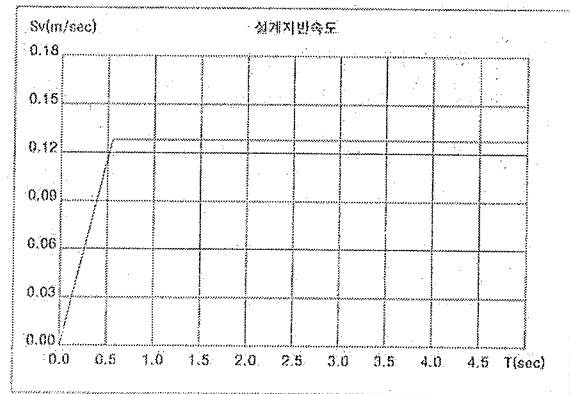
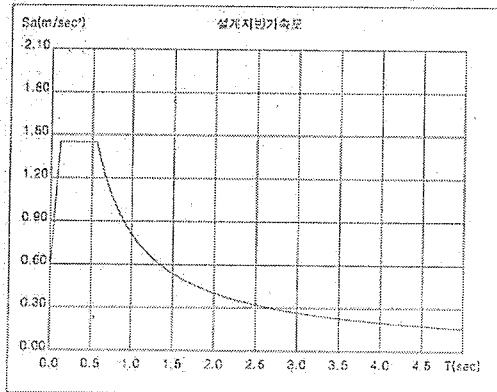
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- $0 \leq T_g < T_o$ 일때 $S_a = [C_a + (2.5 \times C_a - C_a) / T_o \times T_g] \times g \times I \times C_d$ - $T_o \leq T_g < T_s$ 일때 $S_a = 2.5 \times C_a \times g \times I \times C_d$ - $T_g \geq T_s$ 일때 $S_a = C_v \times g \times I \times C_d / T_g = 1.202 \text{ m/s}^2$	- $0 \leq T_g < T_o$ 일때 $S_a = [C_a + (2.5 \times C_a - C_a) / T_o \times T_g] \times g \times I \times C_d$ - $T_o \leq T_g < T_s$ 일때 $S_a = 2.5 \times C_a \times g \times I \times C_d$ - $T_g \geq T_s$ 일때 $S_a = C_v \times g \times I \times C_d / T_g = 1.968 \text{ m/s}^2$

5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

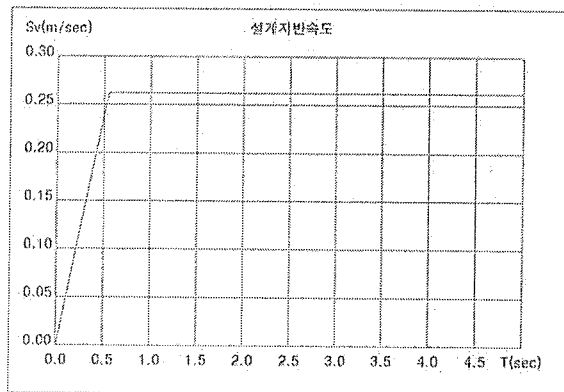
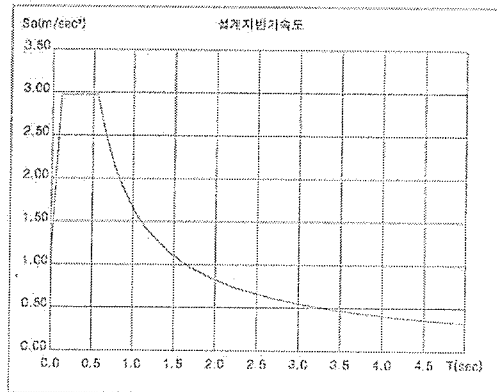
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
$S_v = T_g / 2\pi \times S_a = 0.670 / 2\pi \times 1.202$ $= 0.128 \text{ m/s}$	$S_v = T_g / 2\pi \times S_a = 0.838 / 2\pi \times 1.968$ $= 0.262 \text{ m/s}$

6) 설계응답 응답스펙트럼

(1) 기능수행수준



(2) 붕괴방지수준



7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 8.526 m
- 하부슬래브 EL. = 14.066 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$$U(z) = 2 / \pi^2 \times S_v \times T_g \times \cos(\pi Z / 2H)$$

$$U(Z_u) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.670 \times \cos(\pi \times 8.526 / (2 \times 30.000)) = 0.015675$$

$$U(Z_b) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.670 \times \cos(\pi \times 14.066 / (2 \times 30.000)) = 0.012875$$

(2) 붕괴방지 수준

$$U(Z_u) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.838 \times \cos(\pi \times 8.526 / (2 \times 30.000)) = 0.040131$$

$$U(Z_b) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.838 \times \cos(\pi \times 14.066 / (2 \times 30.000)) = 0.032960$$

$$P_o = K_{sb, top} \times (U(Z_u) - U(Z_b))$$

기능수행수준	붕괴방지수준
$P_o = 28561.350 \times (0.015675 - 0.012875)$ $= 79.972 \text{ kN/m}^2$	$P_o = 18270.020 \times (0.040131 - 0.032960)$ $= 131.014 \text{ kN/m}^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$$P(z) = K_h \times (U_h(z) - U_h(b))$$

(1) 기능수행수준

z(m)	$K_h \text{ (kN/m}^3 \text{)}$	$U(Z_h) \text{ (m)}$	$U(Z_h) - U(Z_b) \text{ (m)}$	$P(z) \text{ (kN/m}^2 \text{)}$
8.526	133867.200	0.015675	0.002800	374.828
9.634	133867.200	0.015214	0.002339	313.115
10.742	133867.200	0.014701	0.001826	244.442
11.850	133867.200	0.014139	0.001264	169.208
12.958	133867.200	0.013530	0.000655	87.683
14.066	298663.390	0.012875	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	$K_h \text{ (kN/m}^3 \text{)}$	$U(Z_h) \text{ (m)}$	$U(Z_h) - U(Z_b) \text{ (m)}$	$P(z) \text{ (kN/m}^2 \text{)}$
8.526	85631.660	0.040131	0.007171	614.065
9.634	85631.660	0.038950	0.005990	512.934
10.742	85631.660	0.037638	0.004678	400.585
11.850	85631.660	0.036199	0.003239	277.361
12.958	85631.660	0.034638	0.001678	143.690
14.066	191209.690	0.032960	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

$$V_u = G_d \times U_{h1}, V_b = G_d \times U_{h2}, V_s = (V_u + V_b) / 2$$

$$U_{h1} = 1 / (\pi \times H) \times S_v \times T_g \times \sin(\pi \times Z_u / (2 \times H))$$

$$U_{h2} = 1 / (\pi \times H) \times S_v \times T_g \times \sin(\pi \times Z_b / (2 \times H))$$

구분	기능수행수준 (kN/m ²)	붕괴방지수준 (kN/m ²)
Vu	$79362.000 \times 0.000365 = 28.970$	$50766.000 \times 0.000934 = 47.420$
Vb	$177060.000 \times 0.000588 = 104.110$	$113357.000 \times 0.001505 = 170.600$
Vs	$(28.970 + 104.110) / 2 = 66.540$	$(47.420 + 170.600) / 2 = 109.010$

10) 구체 관성력

$$f_i = A_i \times r_{con}^c \times K_H \times (1 - 0.015 \times Z_i)$$

① 상부슬래브

기능수행수준 (kN/m ²)	붕괴방지수준 (kN/m ²)
$f_u = 1.300 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 7.876)$ = 2.121	$f_u = 1.300 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 7.876)$ = 5.216

② 하부슬래브

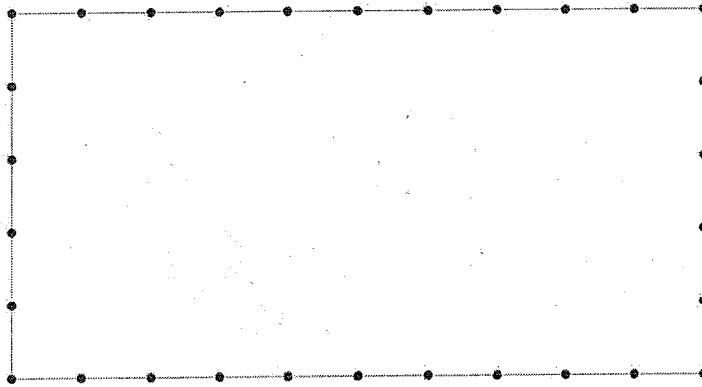
기능수행수준 (kN/m ²)	붕괴방지수준 (kN/m ²)
$f_b = 1.300 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 13.416)$ = 1.921	$f_b = 1.300 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 13.416)$ = 4.725

③ 측벽

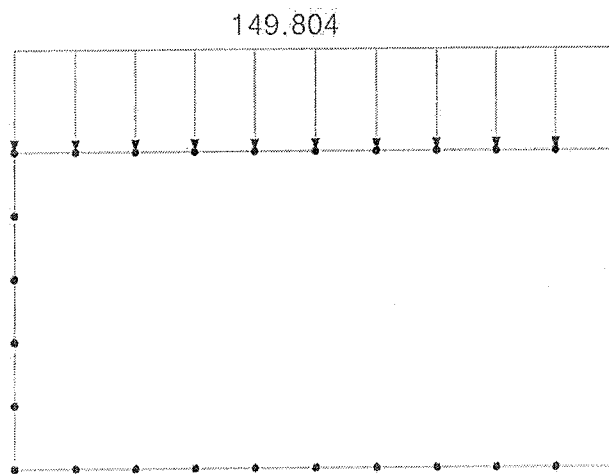
기능수행수준 (kN/m ²)	붕괴방지수준 (kN/m ²)
$f_1 = 1.500 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 7.876)$ = 2.447	$f_1 = 1.500 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 7.876)$ = 6.019
$f_2 = 1.500 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 8.984)$ = 2.401	$f_2 = 1.500 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 8.984)$ = 5.905
$f_3 = 1.500 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 10.092)$ = 2.355	$f_3 = 1.500 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 10.092)$ = 5.792
$f_4 = 1.500 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 11.200)$ = 2.309	$f_4 = 1.500 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 11.200)$ = 5.678
$f_5 = 1.500 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 12.308)$ = 2.263	$f_5 = 1.500 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 12.308)$ = 5.565
$f_6 = 1.500 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 13.416)$ = 2.217	$f_6 = 1.500 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 13.416)$ = 5.452

10. 하 중 재 하 (상시)

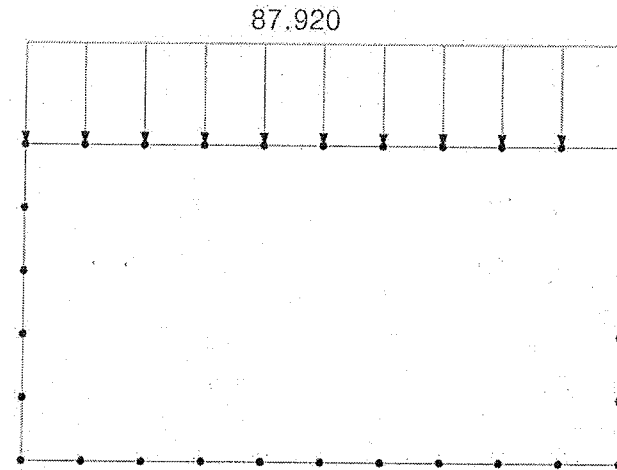
1) CASE1 - 구체자중(SW)



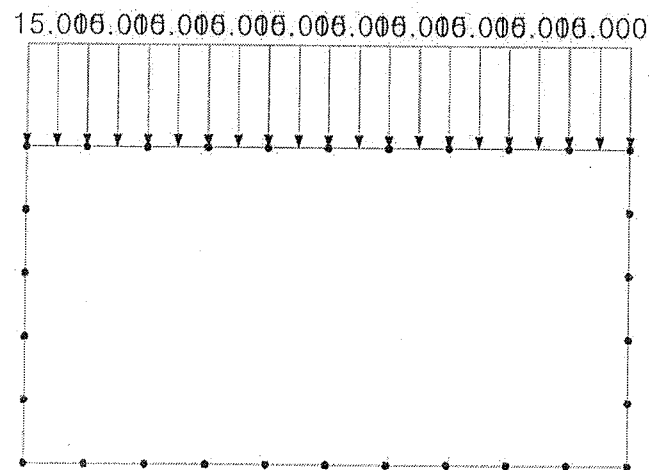
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



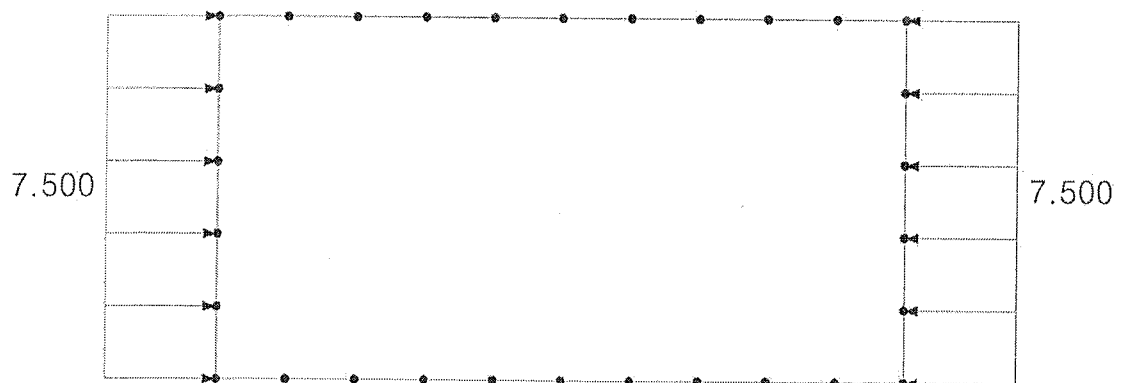
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



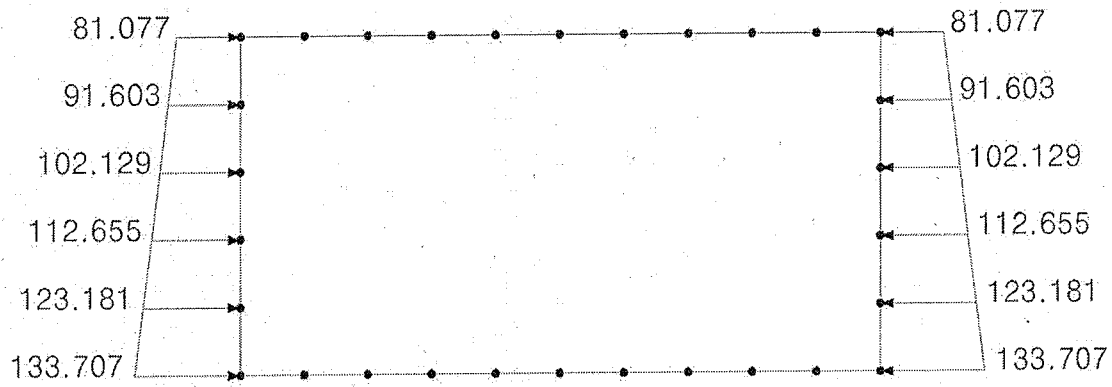
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



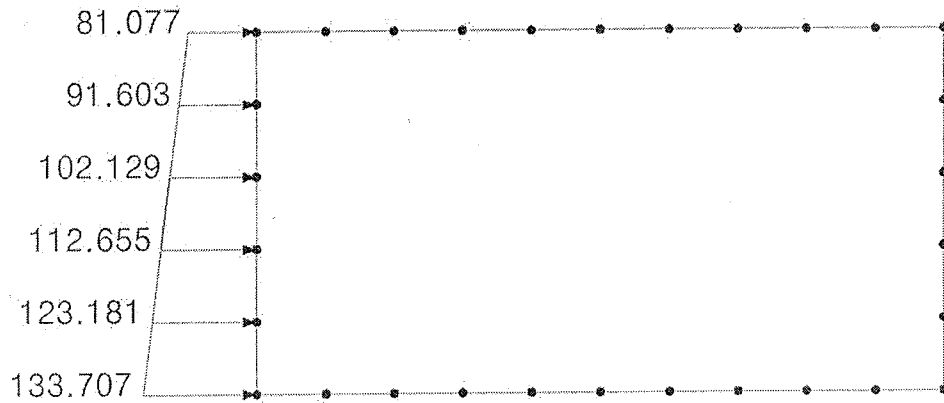
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



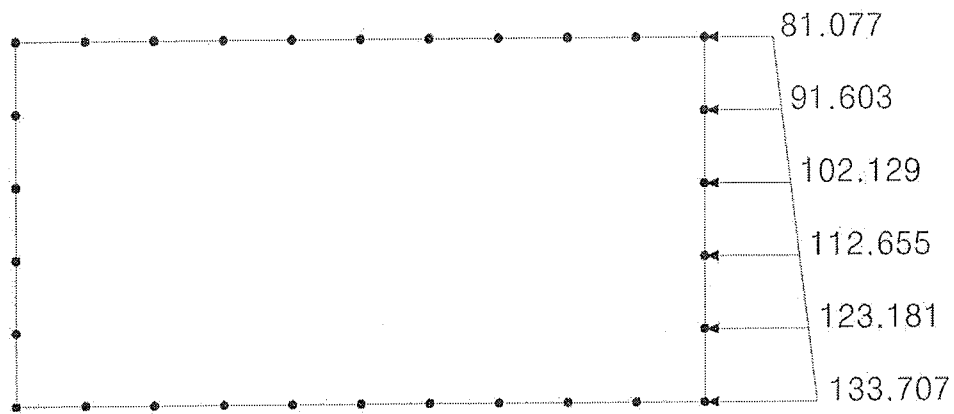
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(S0ILB)



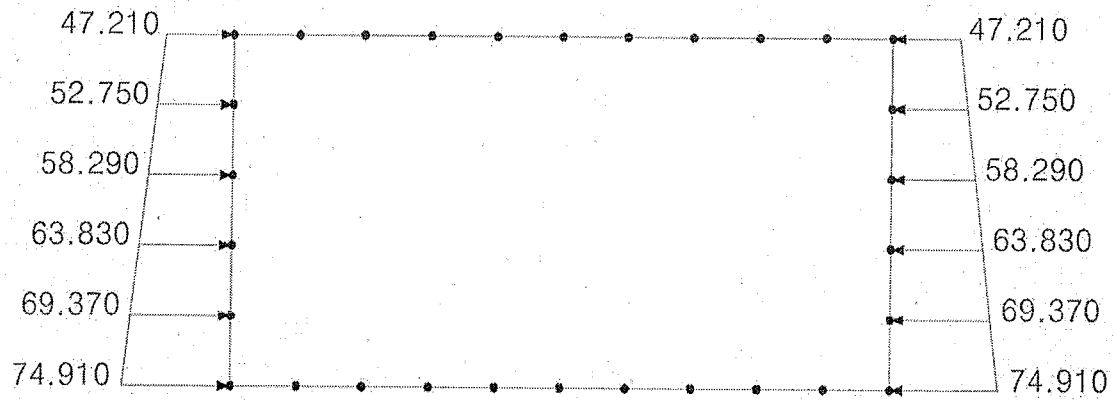
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(S0ILL)



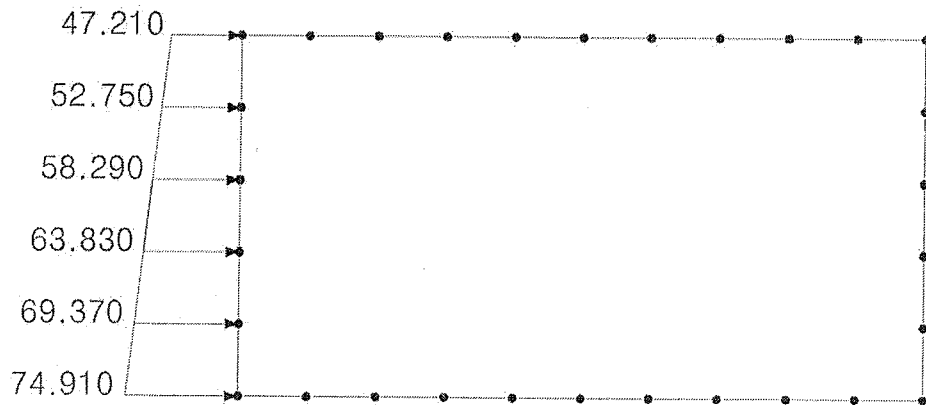
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(S0ILR)



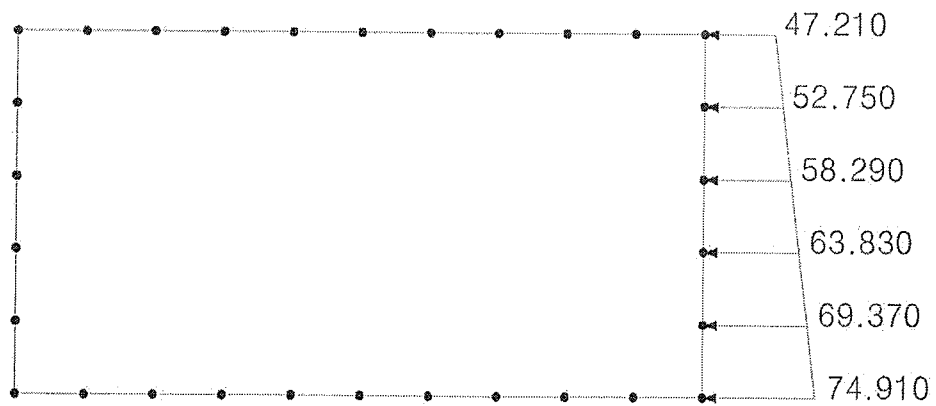
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(S01LBW)



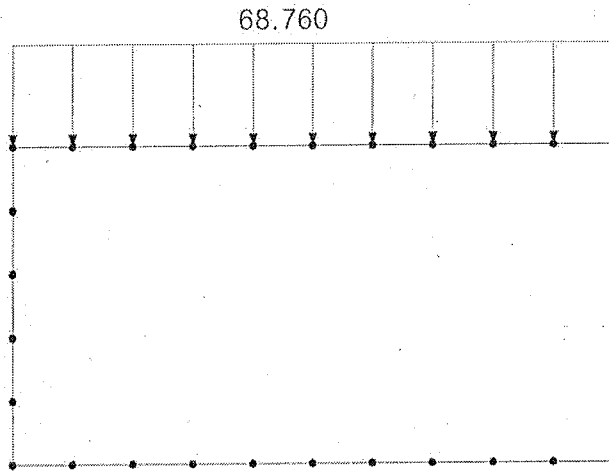
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(S01LLW)



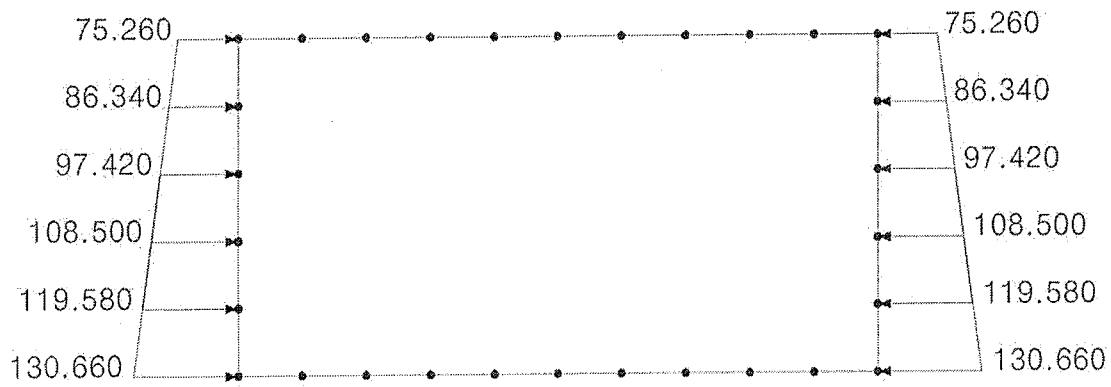
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(S01LRW)



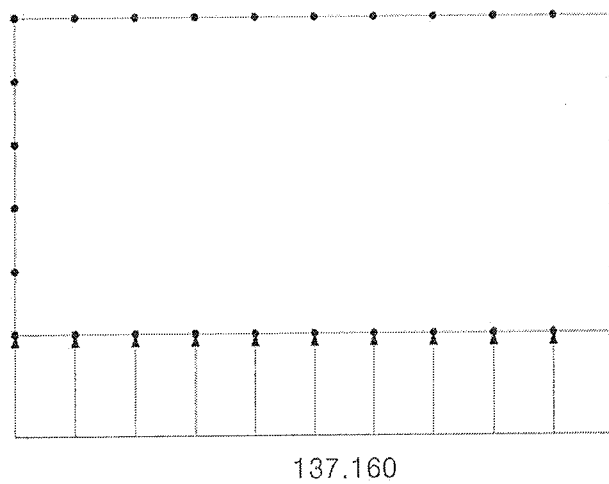
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



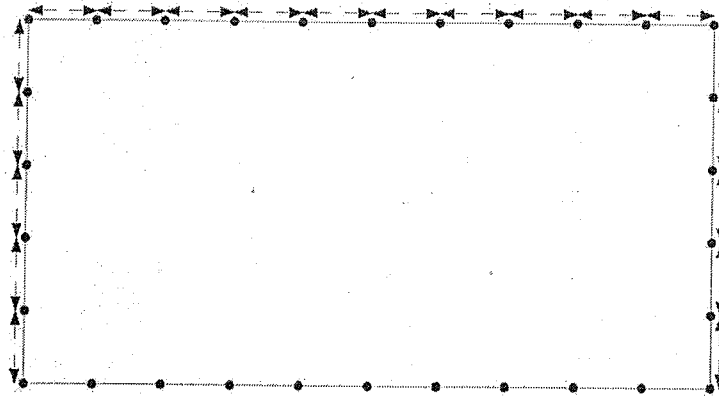
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



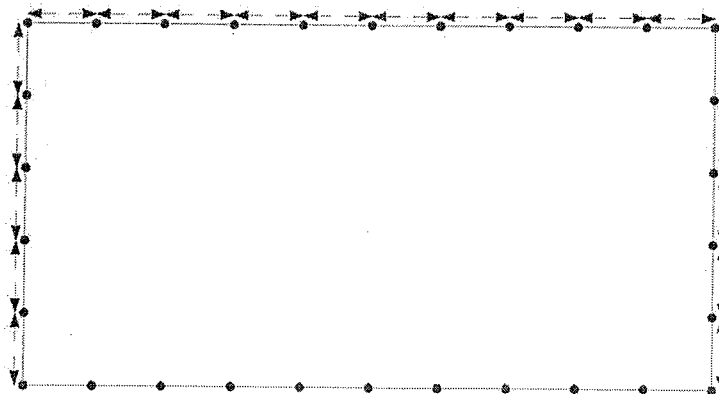
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



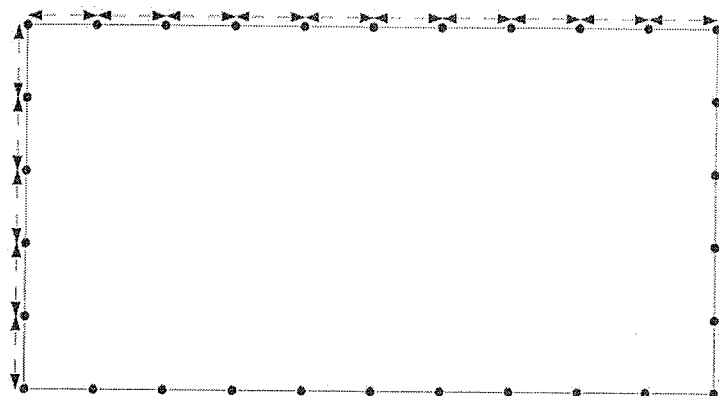
15) CASE15 - 온도변화(+) $+10^{\circ}\text{C}$ (TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10°C (TEMPMINU)

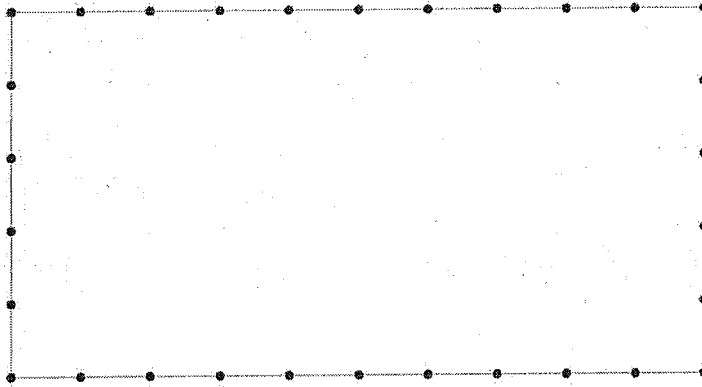


17) CASE17 - 건조수축 -15°C (SHRINK)

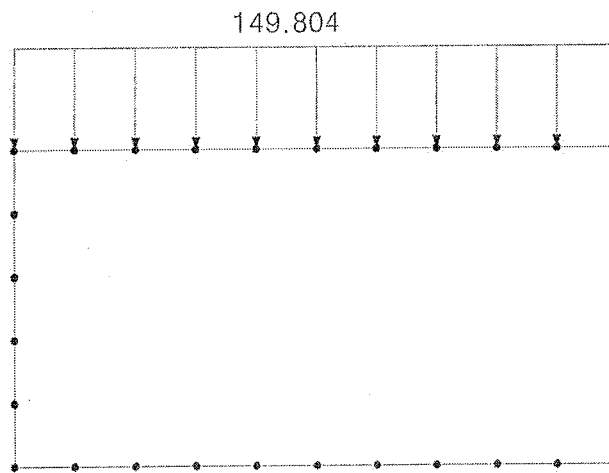


11. 하중 재하 (기능수행)

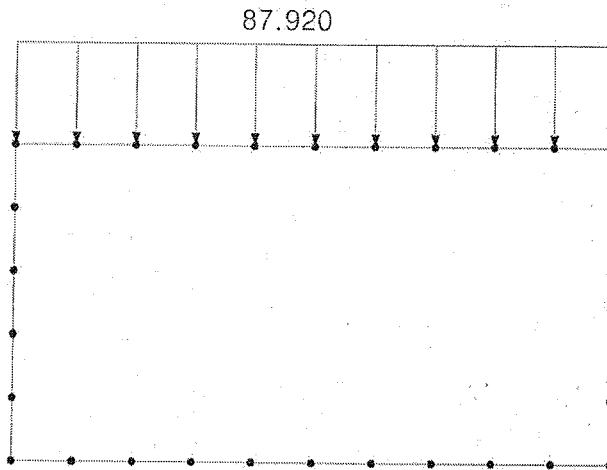
1) CASE1 - 구체자중(SW)



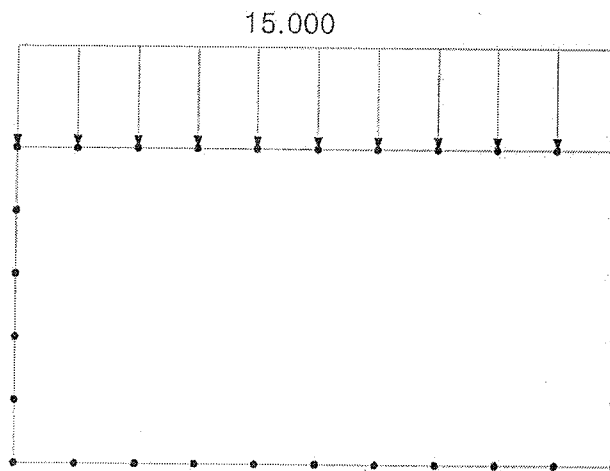
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



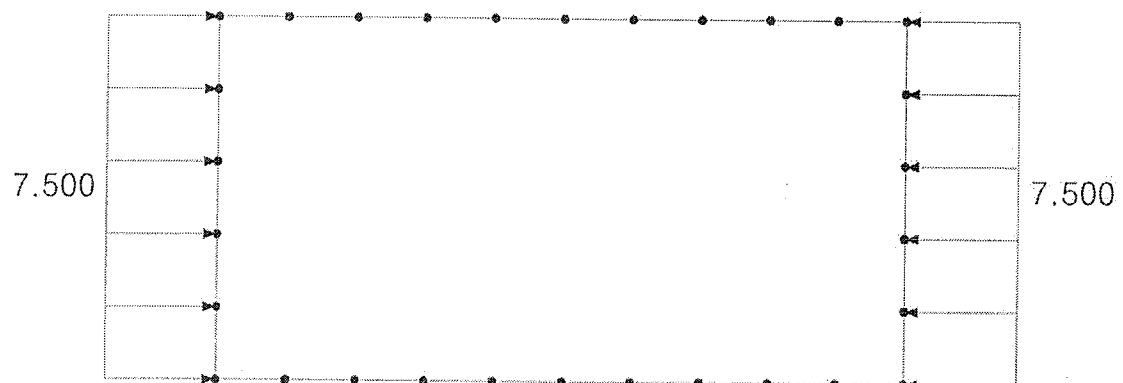
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有 (PAVEW)



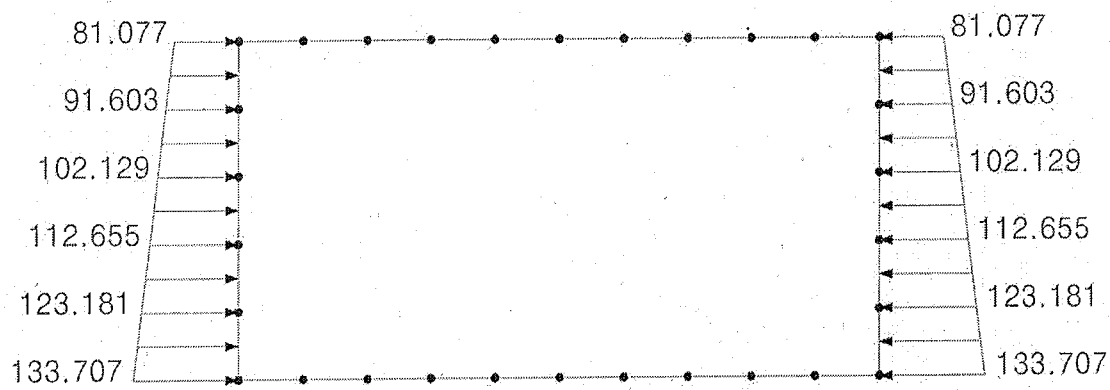
4) CASE4 - 지진시 만재활하중 (LIVEFUE)



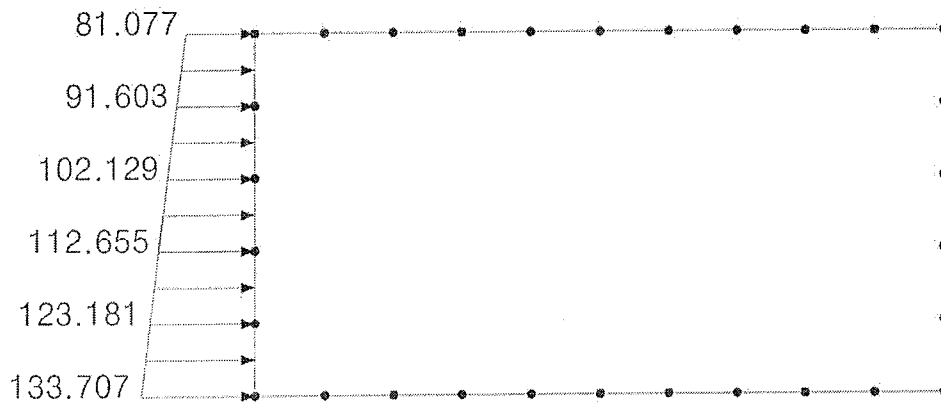
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중 (LIVEFUHE)



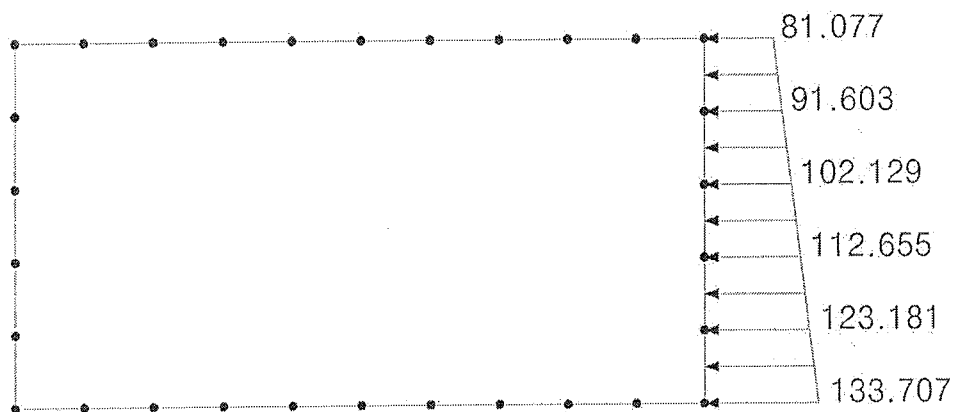
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(S01LBE2)



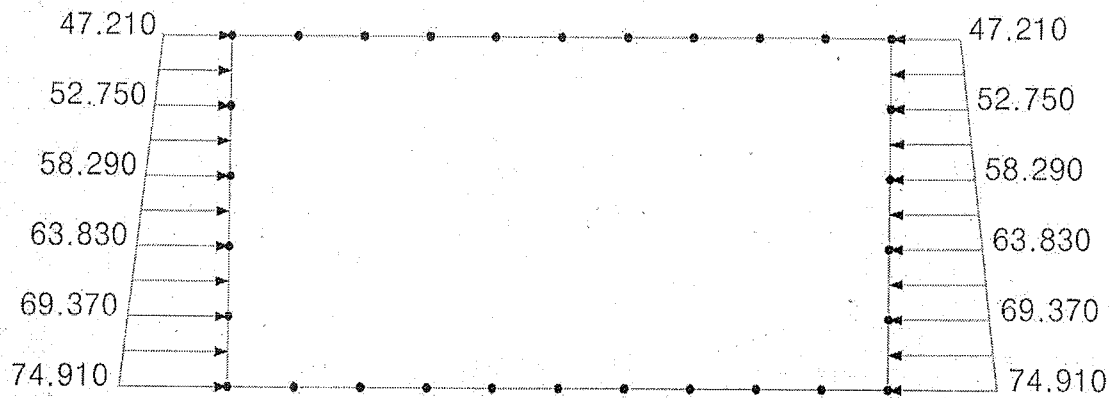
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(S01LLE2)



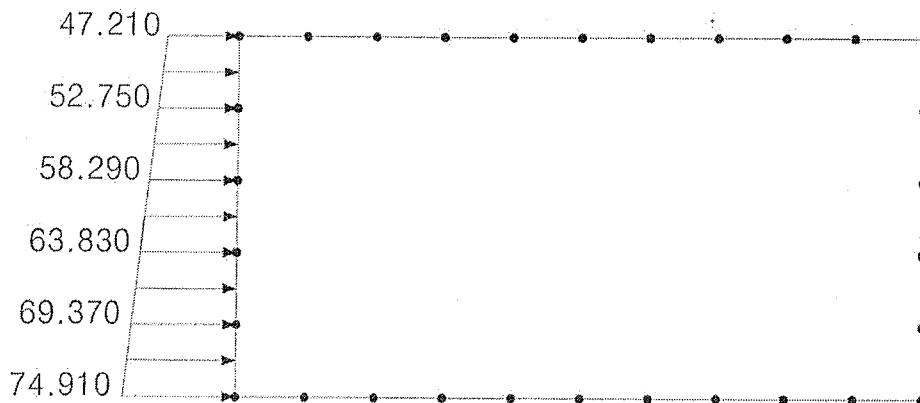
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(S01LRE2)



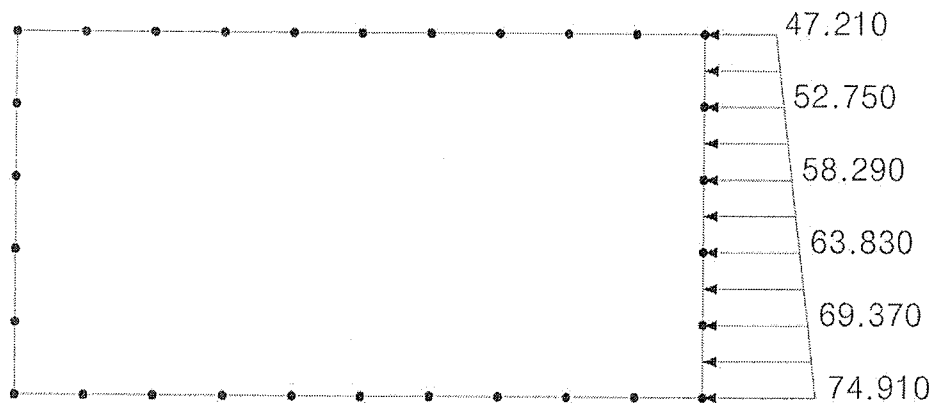
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(S01LBWE2)



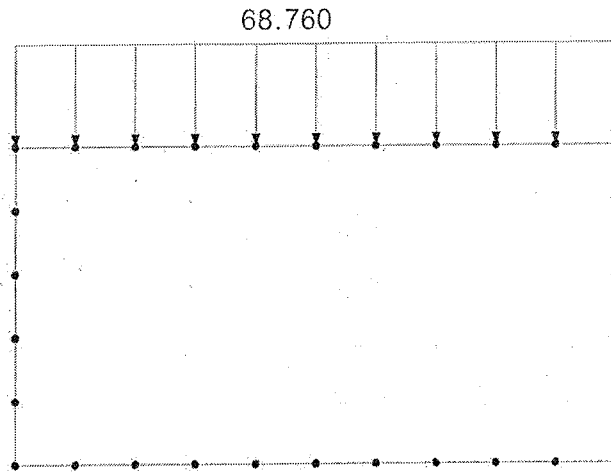
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(S01LLWE2)



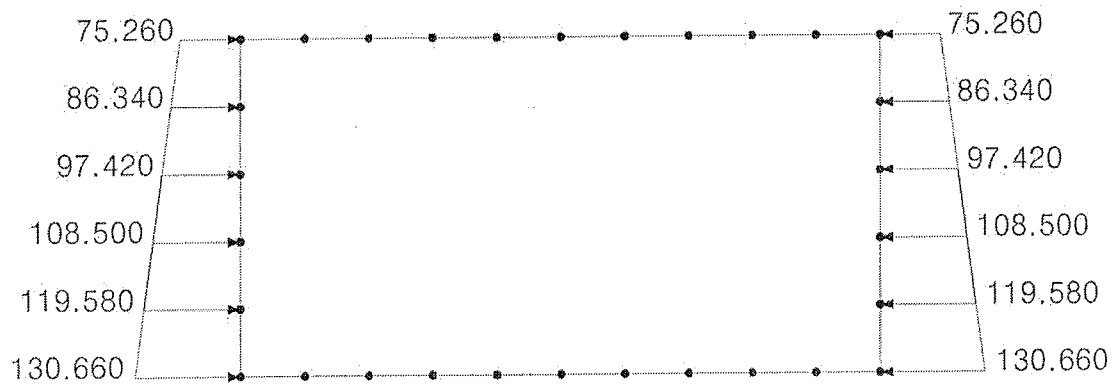
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(S01LRWE2)



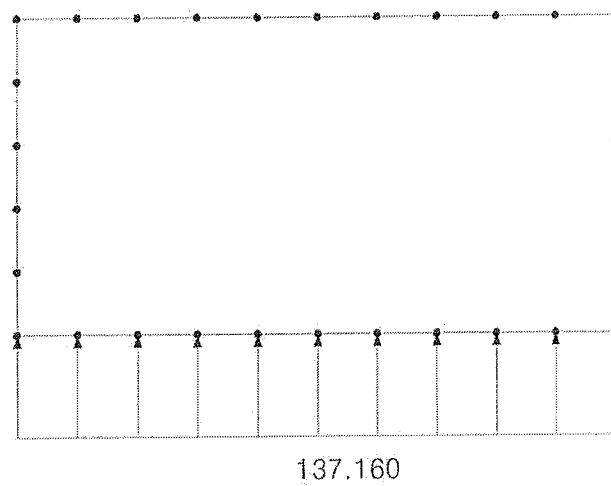
12) CASE12 - 연직수압 (WATERV)



13) CASE13 - 수평수압 (WATERH)

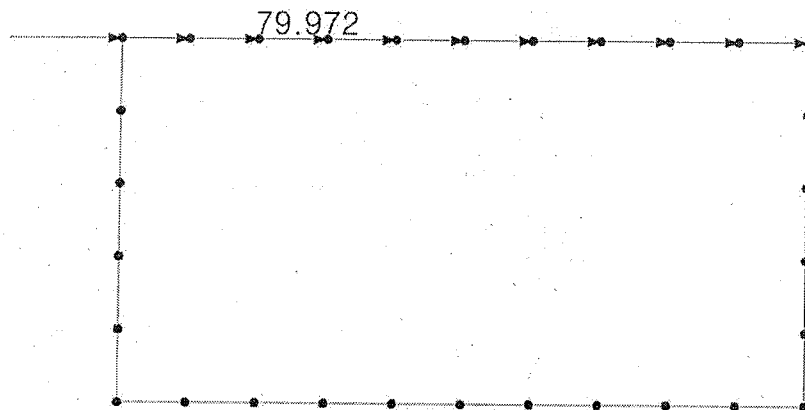


14) CASE14 - 부력 (BUOYANCY)

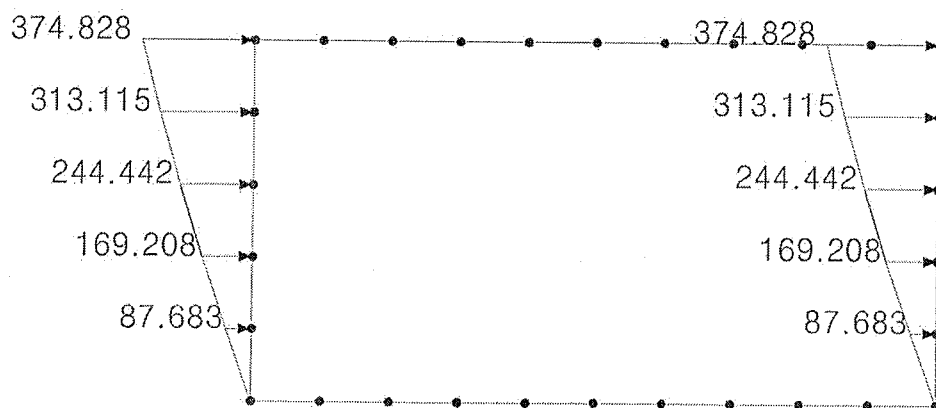


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

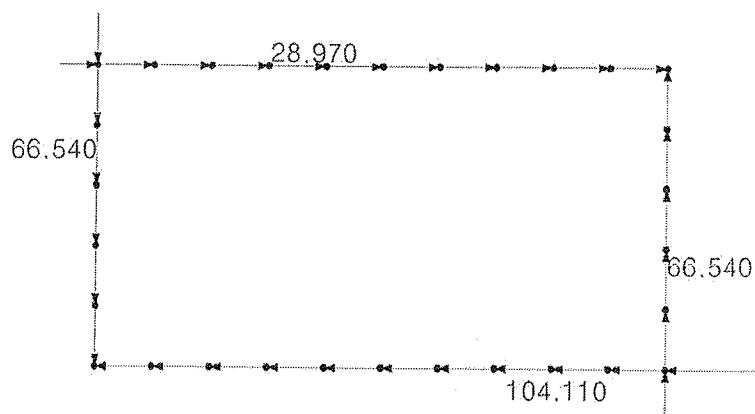
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



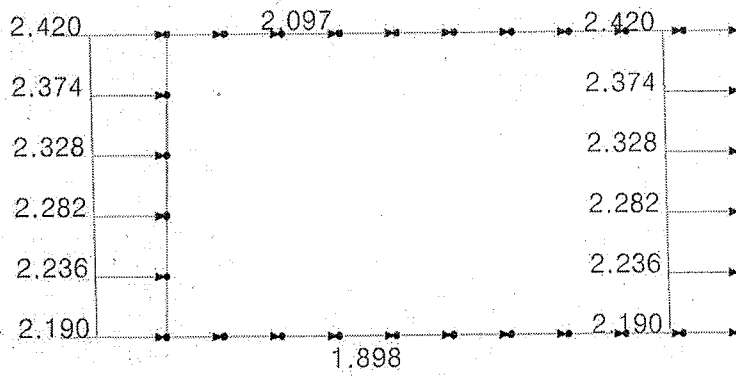
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

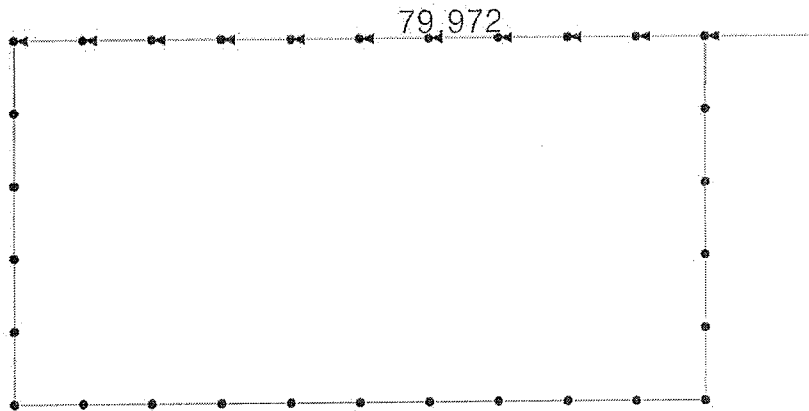


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

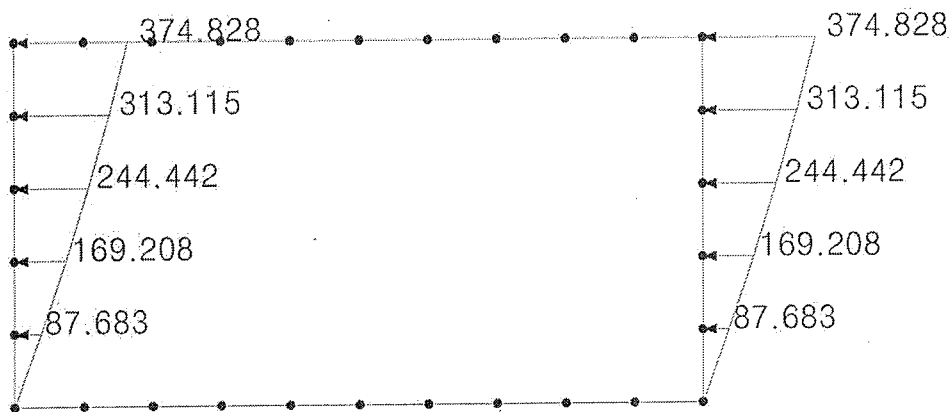


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

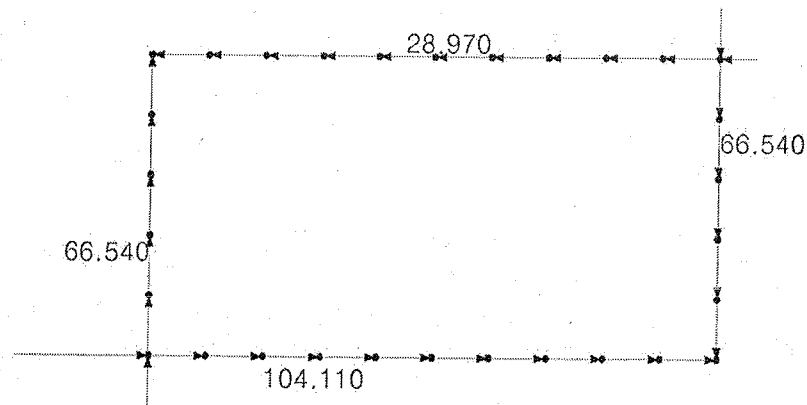
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



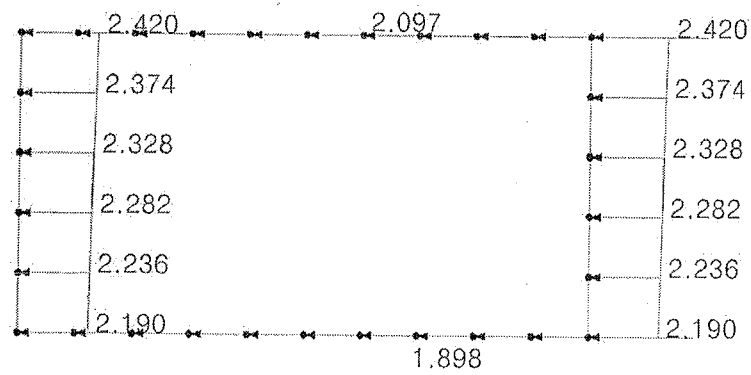
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주변전단력(기능수행)2(FUNMS2)

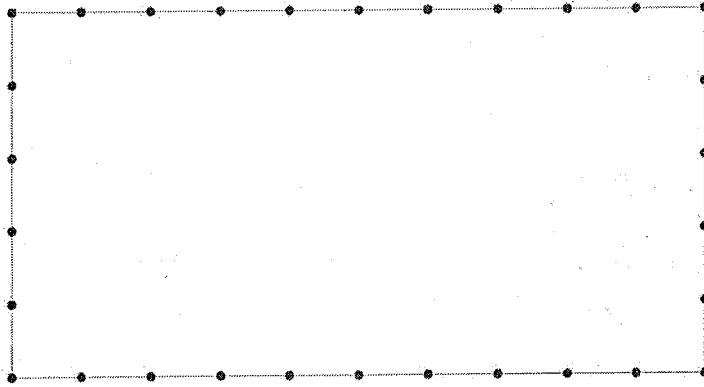


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

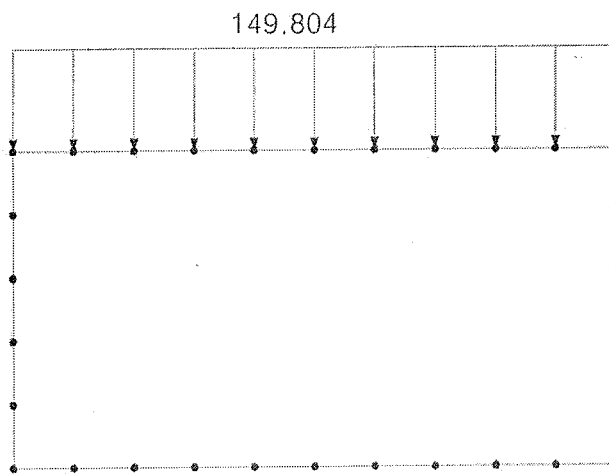


12. 하중 재하 (붕괴방지)

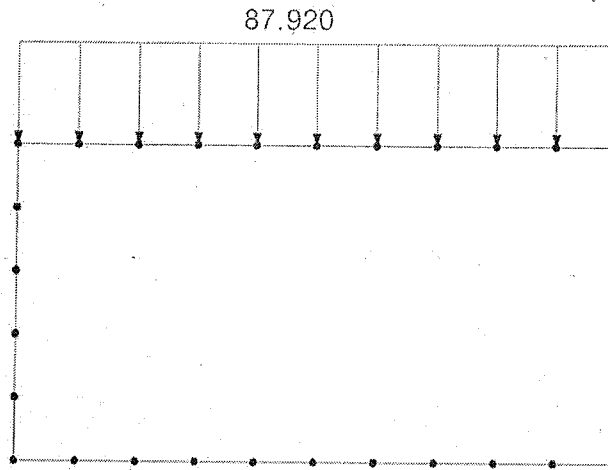
1) CASE1 - 구체자중(SW)



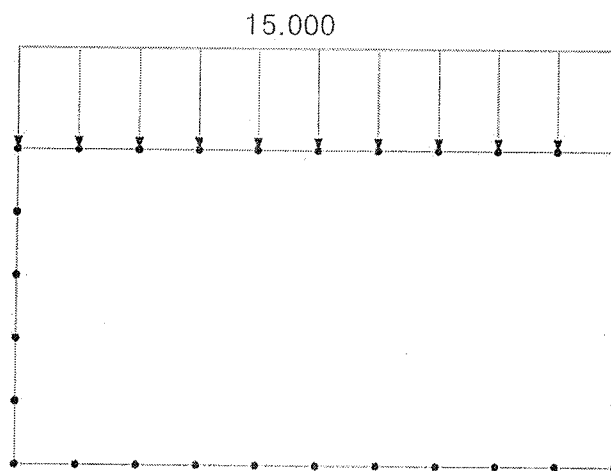
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



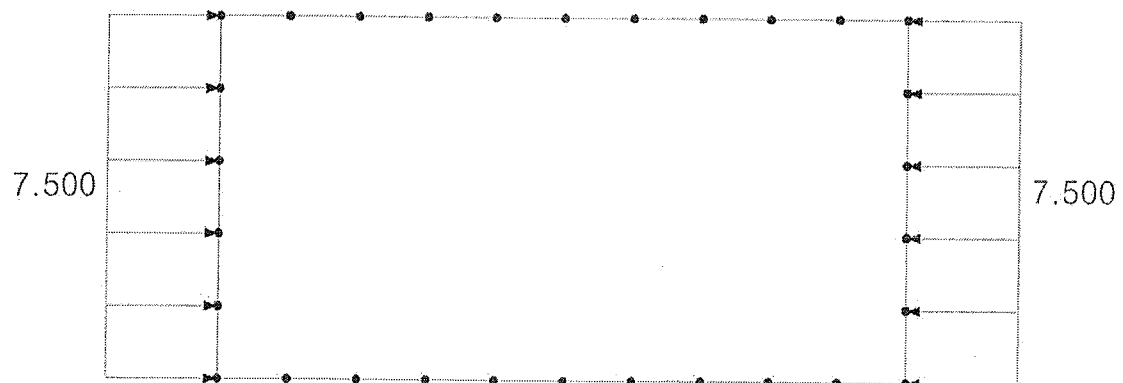
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有 (PAVEW)



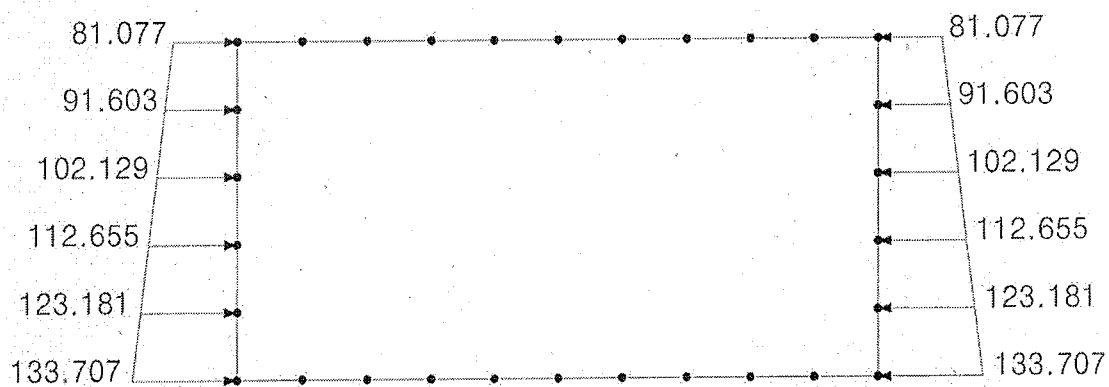
4) CASE4 - 지진시 만재활하중 (LIVEFUE)



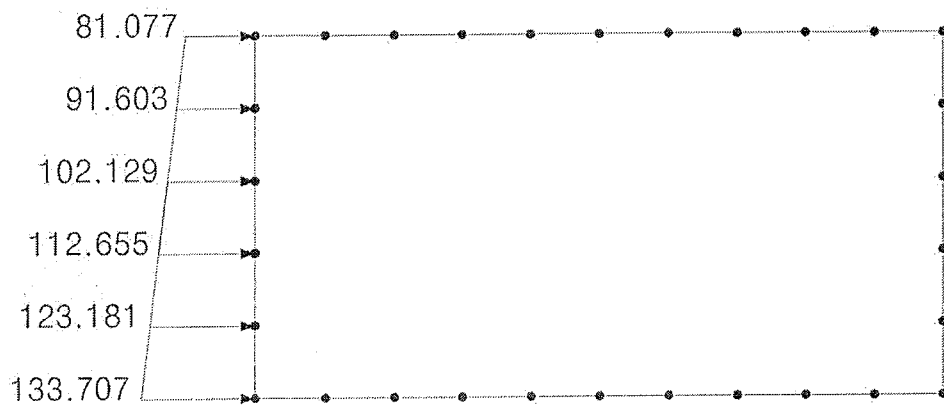
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중 (LIVEFUHE)



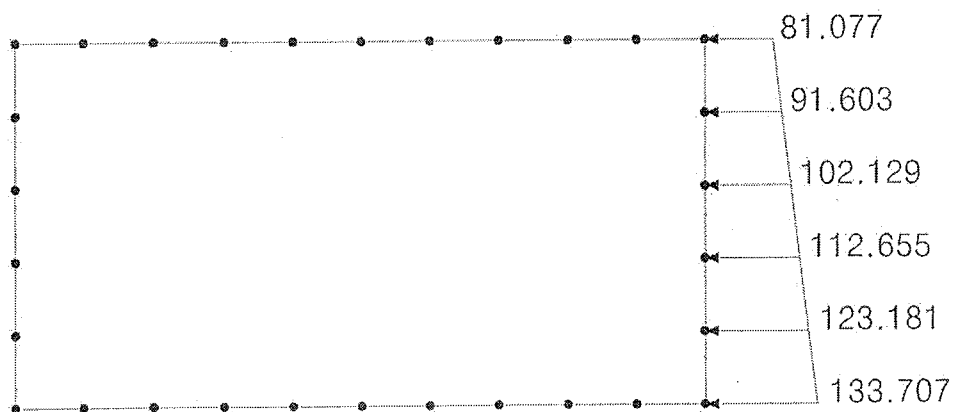
6) CASE6 - 지진시 양토압(S01LBE)



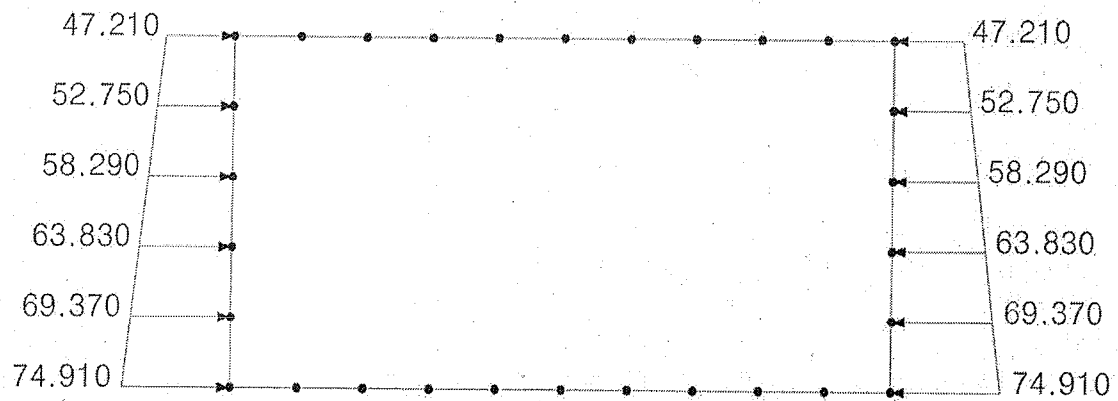
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(S01LLE)



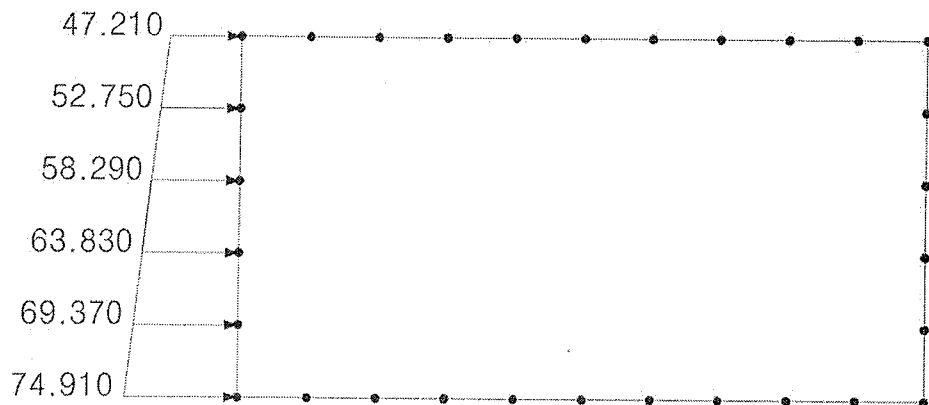
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(S01LRE)



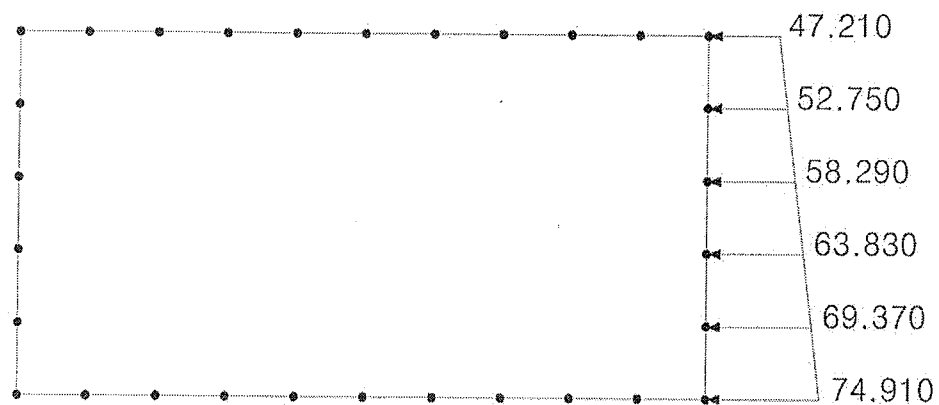
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(S01LBWE)



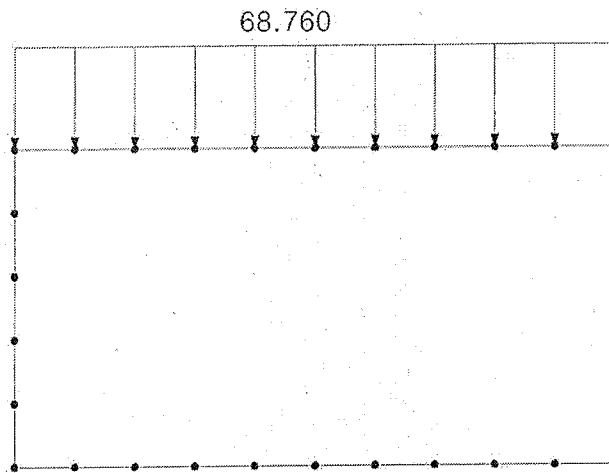
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(S01LLWE)



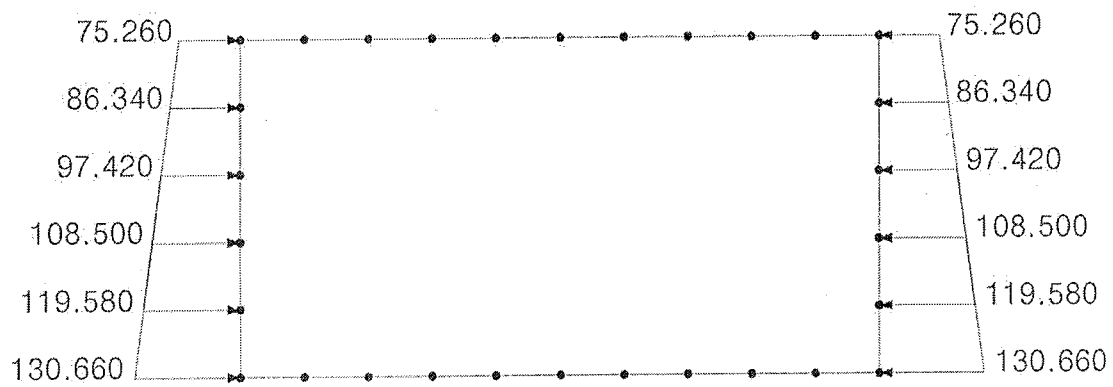
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(S01LRWE)



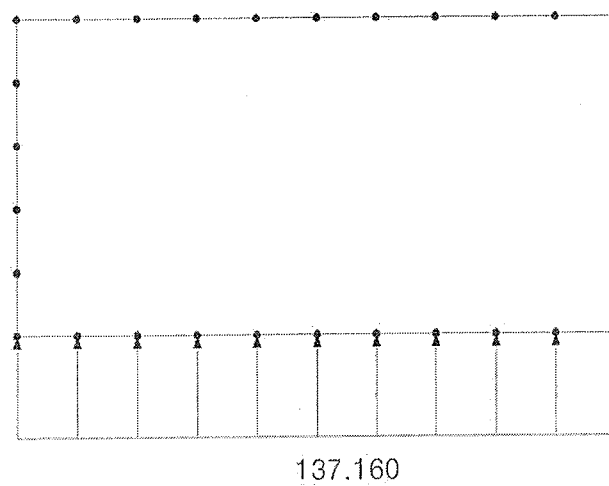
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

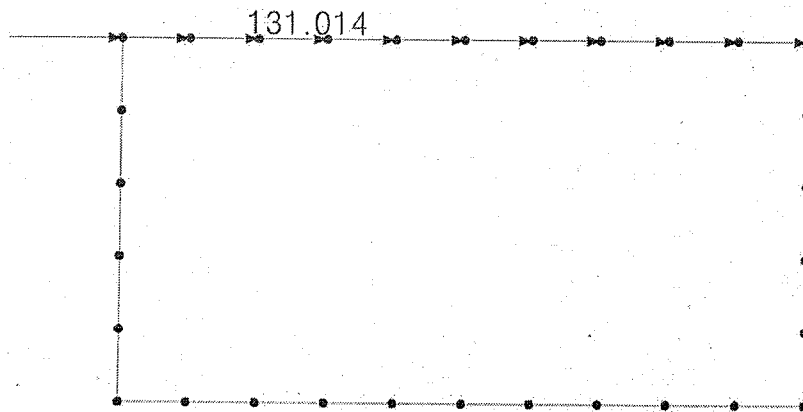


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

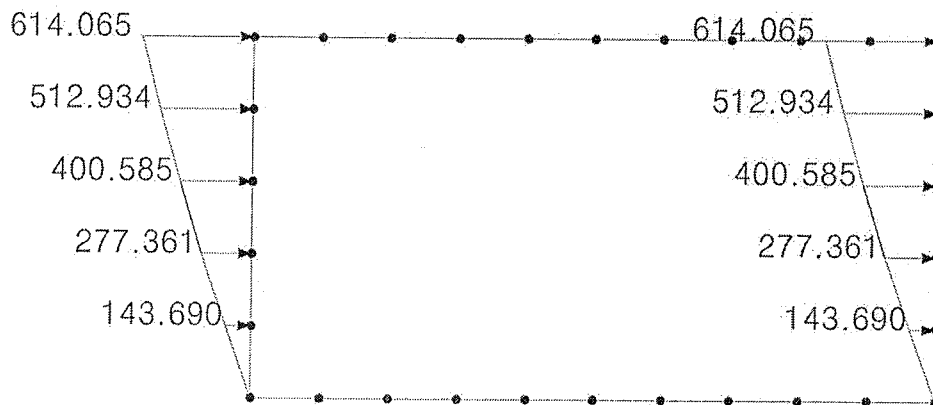


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

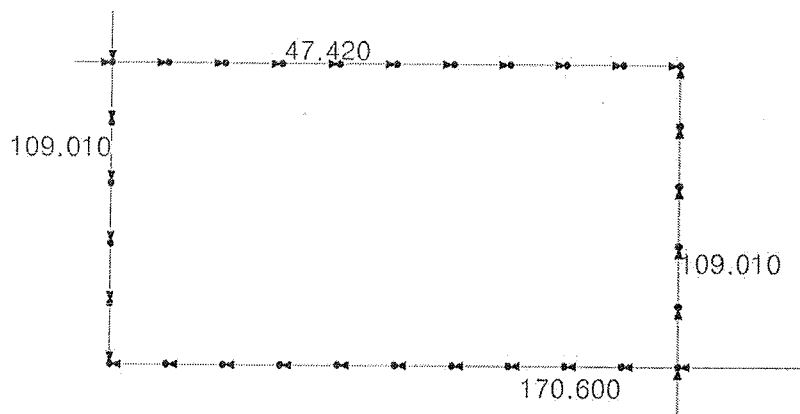
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



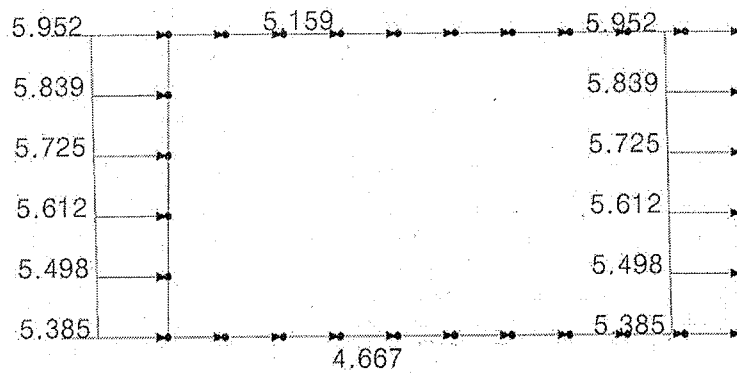
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주변전단력(붕괴방지)(COLMS)

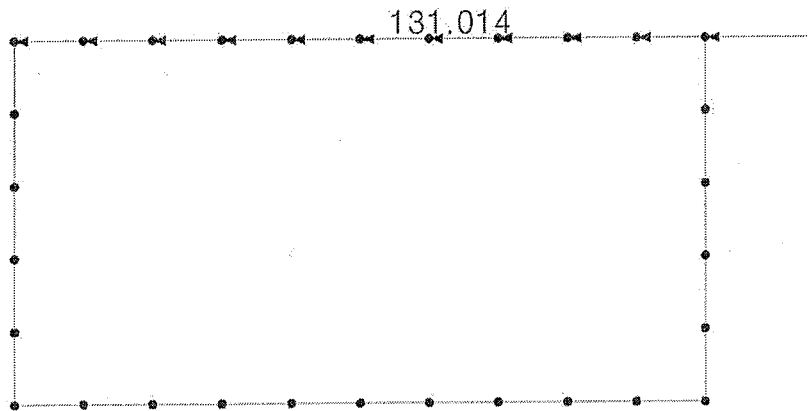


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

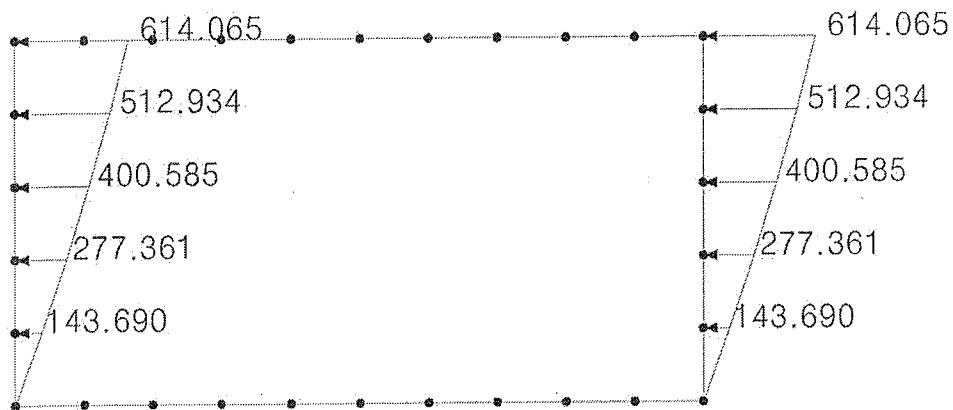


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

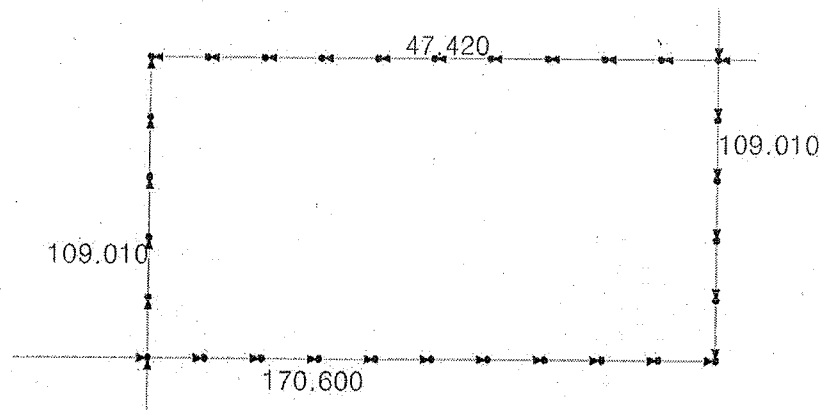
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



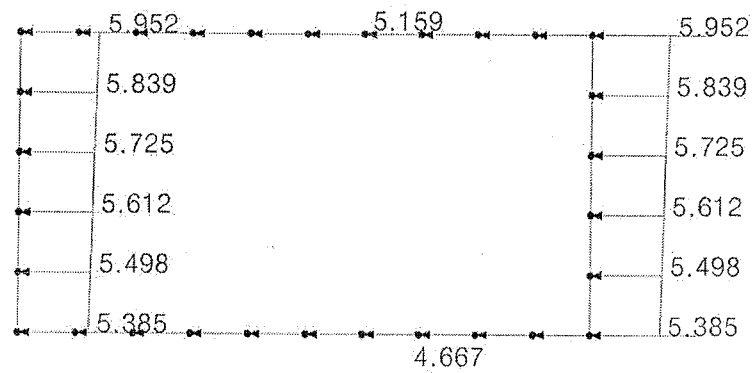
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



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

$h \leq 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.0$

$h > 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.05 - 0.025h (\geq 0.875) = 0.875$, $h = 7.876 \text{ m}$

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	1.200	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	●

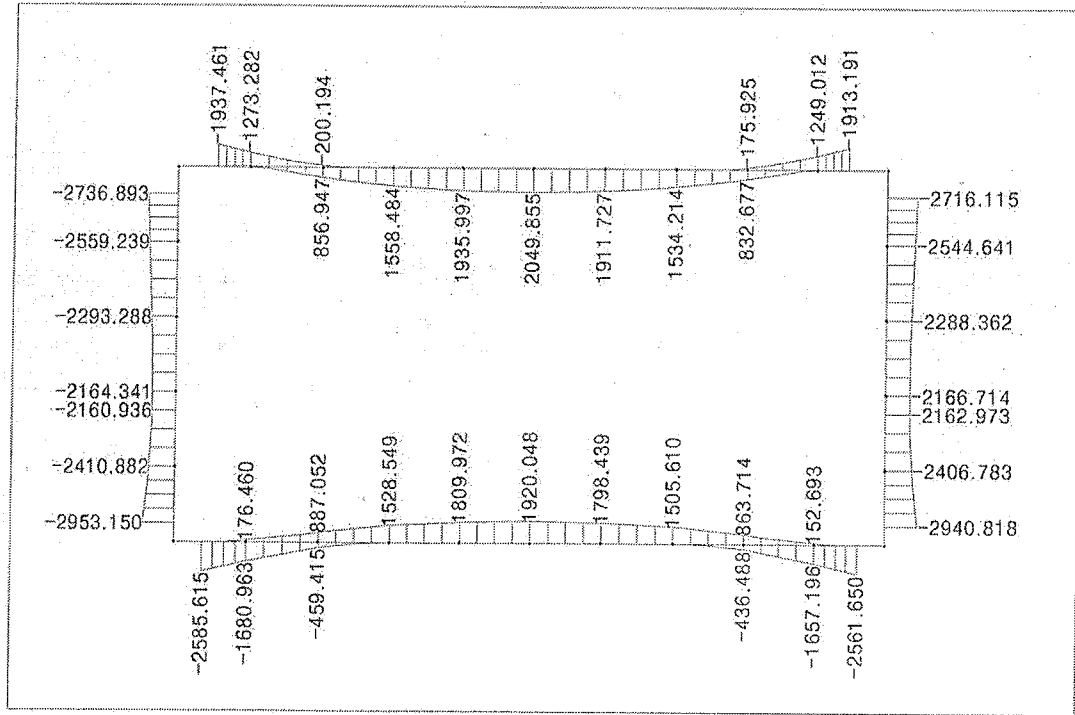
4) 지진시(기능수행수준)

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	●

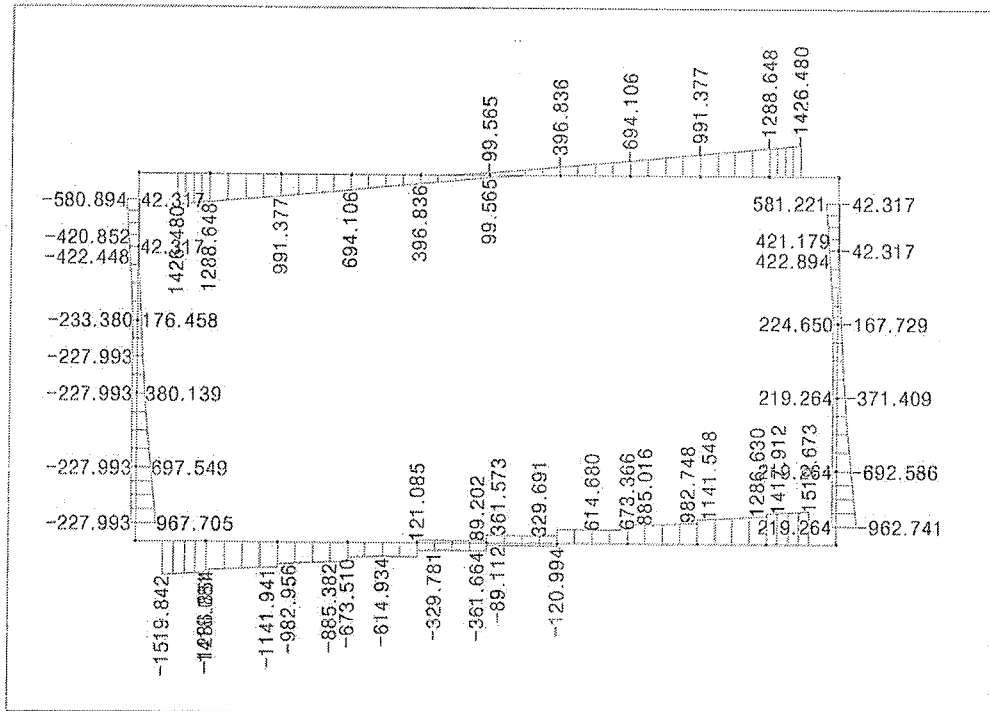
14. 단면력정리

14.1 상시

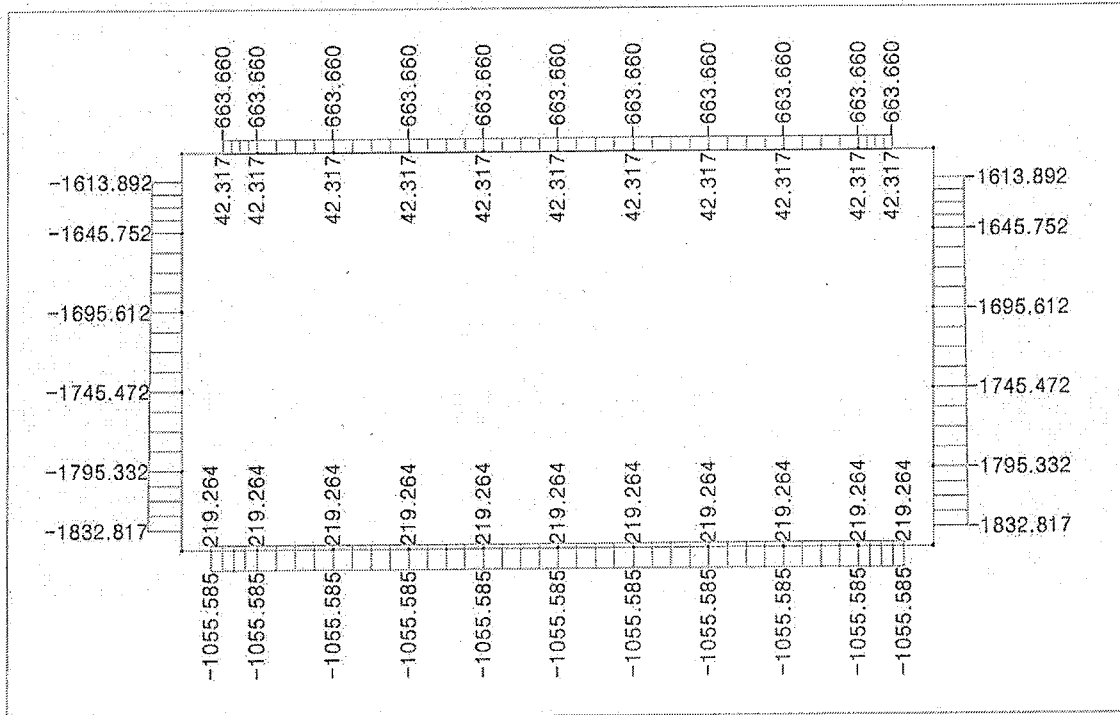
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



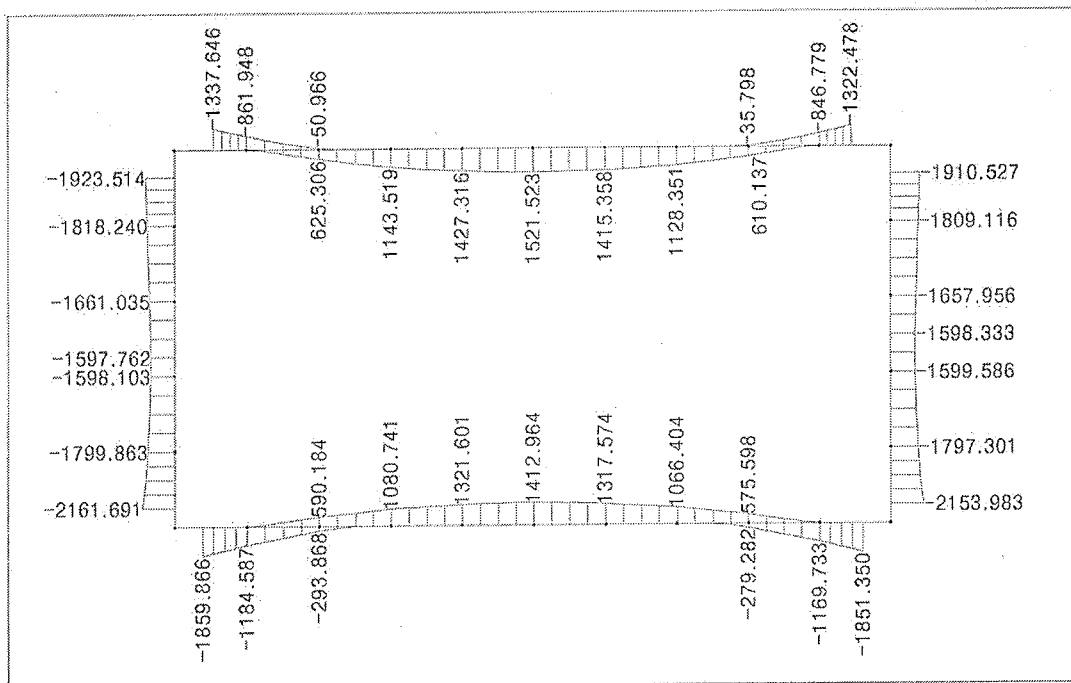
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

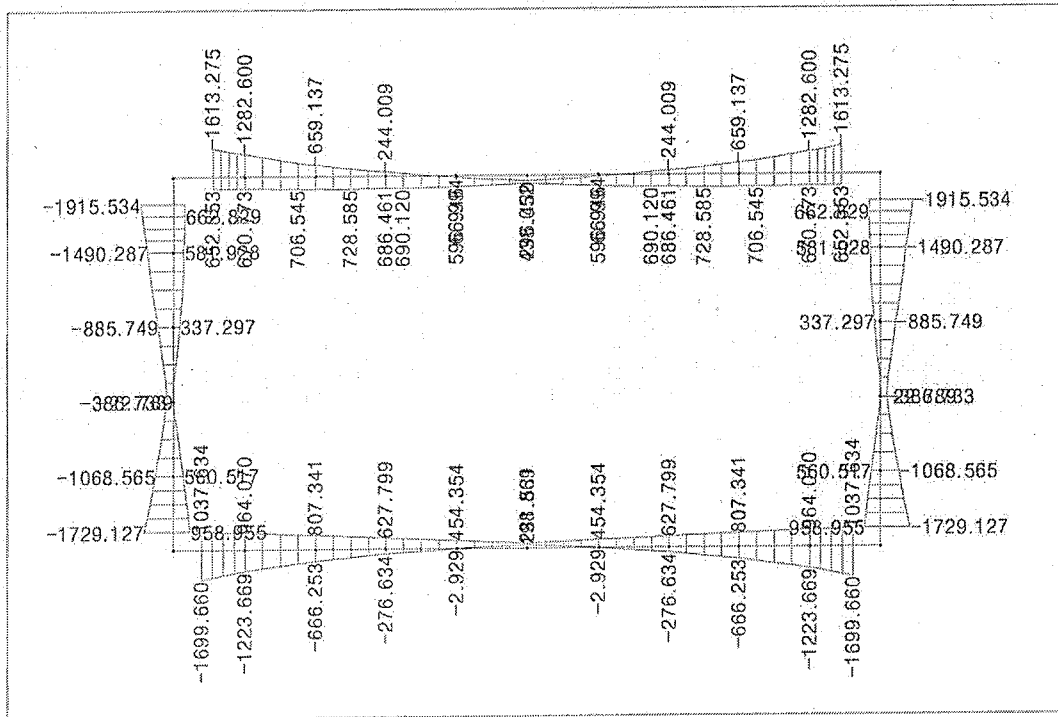


5) 단면력 정리

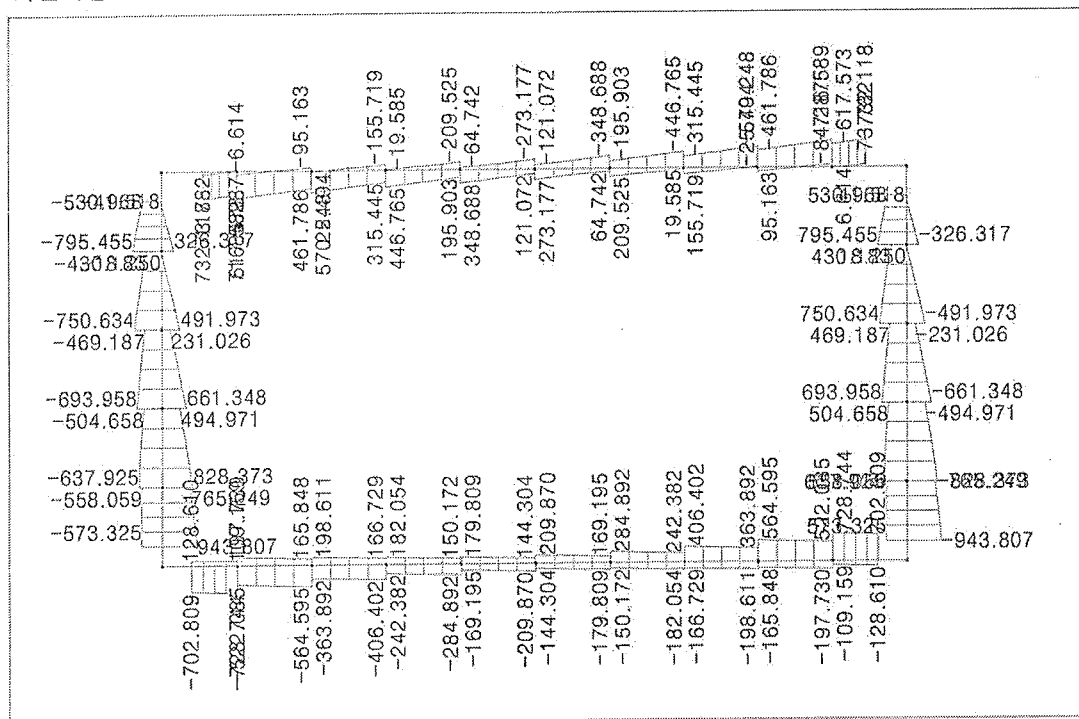
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN		mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1937.46	1054.10	663.66	1337.65	1000.00	1466.67	
		중앙부	2	2049.86	99.57	663.66	1521.52	1000.00	1300.00	
		우측	3	1913.19	1054.10	663.66	1322.48	1000.00	1466.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	2585.62	1158.67	1055.59	1859.87	1000.00	1300.00	
		중앙부	5	1920.05	361.66	1055.59	1412.96	1000.00	1300.00	
		우측	6	2561.65	1158.42	1055.59	1851.35	1000.00	1300.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	2736.89	252.52	1613.89	1923.51	1000.00	1666.67	
		중앙부	8	2164.34	422.45	1745.47	1598.10	1000.00	1500.00	
		하부	9	2953.15	588.88	1832.82	2161.69	1000.00	1500.00	
우측 벽체	1 층	상부	10	2716.12	243.79	1613.89	1910.53	1000.00	1666.67	
		중앙부	11	2166.71	422.89	1745.47	1599.59	1000.00	1500.00	
		하부	12	2940.82	583.92	1832.82	2153.98	1000.00	1500.00	

14.2 지진시(기능수행)

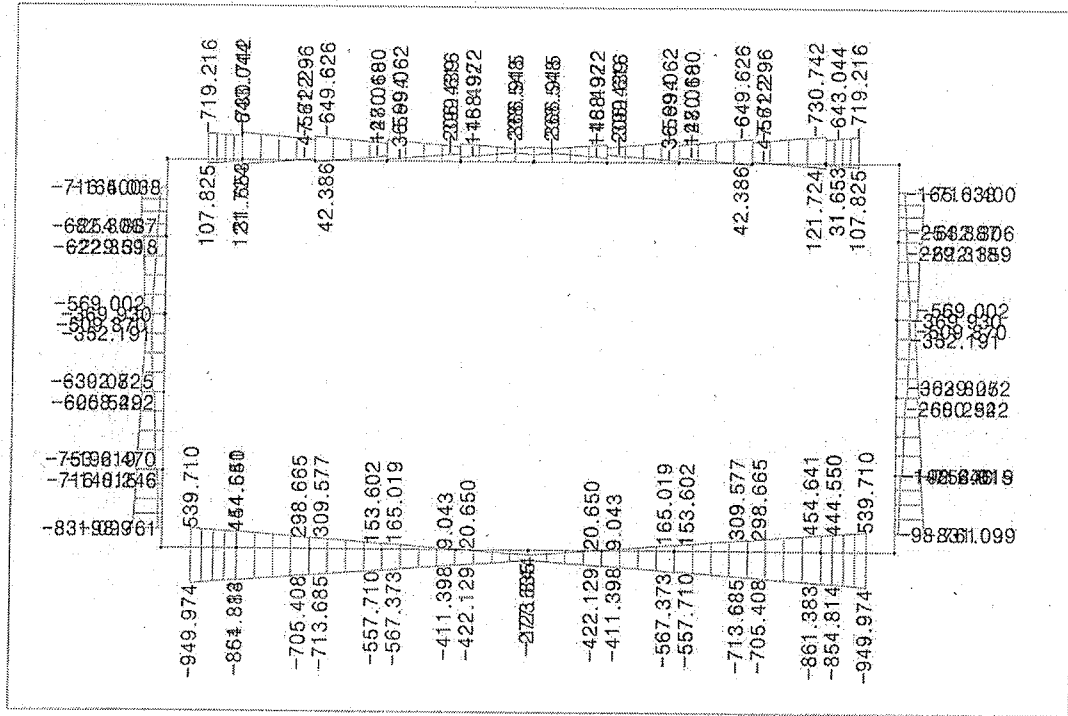
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

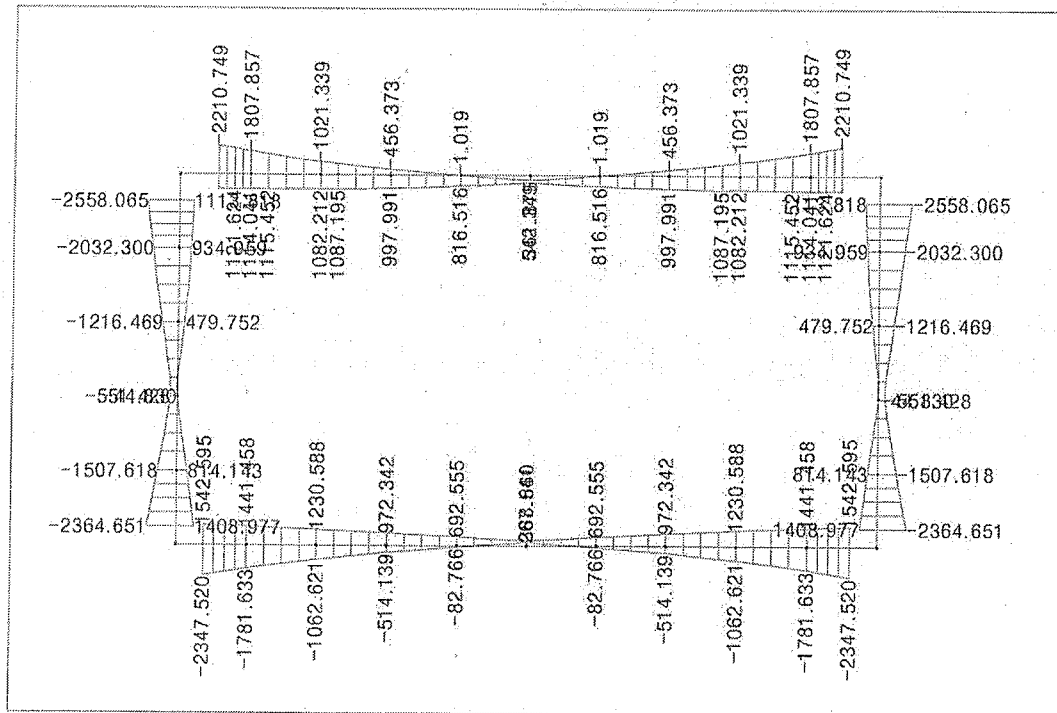


4) 단면력 정리

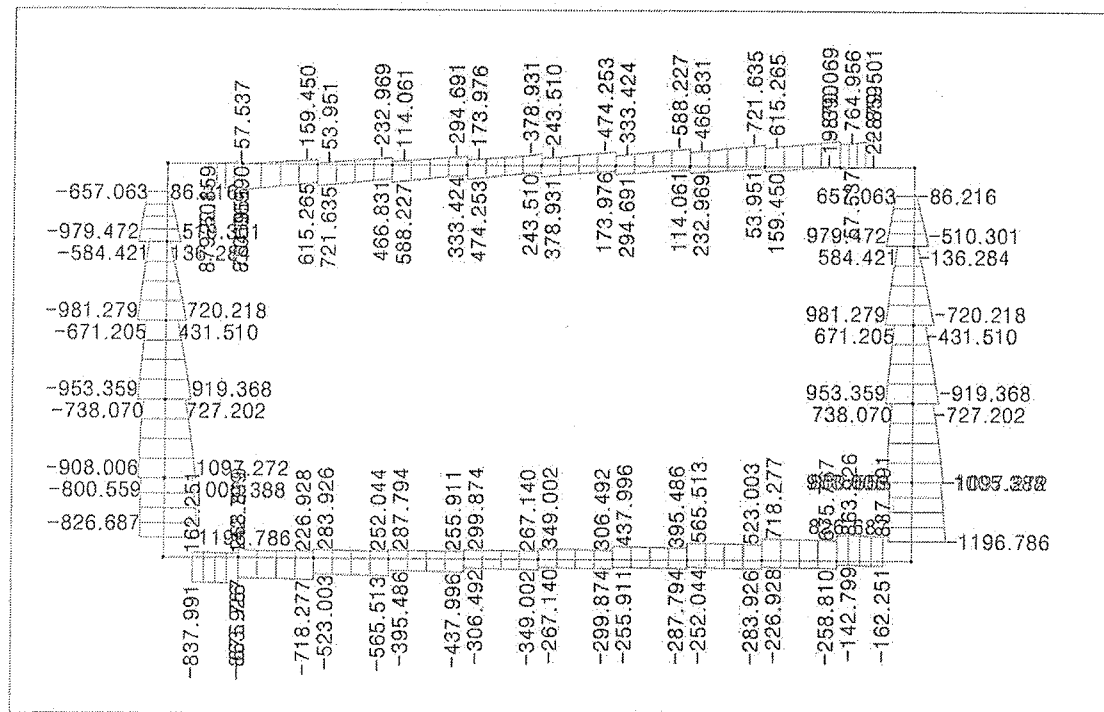
구분	위 치		계수하중			B	H	비고	
			모멘트	전단력	축력				
			kN.m	kN	kN	mm	mm		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1613.28	515.55	719.22	1000.00	1466.67	
		좌측 (하면)	2	652.35	515.55	719.22	1000.00	1300.00	
		중앙부	3	438.05	273.18	409.28	1000.00	1300.00	
		우측 (상면)	4	1613.28	515.55	719.22	1000.00	1466.67	
		우측 (하면)	5	652.35	515.55	719.22	1000.00	1300.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	1037.63	555.63	949.97	1000.00	1300.00	
		좌측 (하면)	7	1699.66	555.63	949.97	1000.00	1300.00	
		중앙부	8	281.53	209.87	277.64	1000.00	1300.00	
		우측 (상면)	9	1037.63	555.63	949.97	1000.00	1300.00	
		우측 (하면)	10	1699.66	555.63	949.97	1000.00	1300.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	1915.53	558.98	716.40	1000.00	1666.67	
		상부 (내측)	12	654.61	558.98	716.40	1000.00	1500.00	
		중앙부	13	386.73	795.46	682.31	1000.00	1500.00	
		하부 (외측)	14	1729.13	734.48	831.10	1000.00	1500.00	
		하부 (내측)	15	958.96	734.48	831.10	1000.00	1500.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	16	1915.53	558.98	716.40	1000.00	1666.67	
		상부 (내측)	17	654.61	558.98	716.40	1000.00	1500.00	
		중앙부	18	386.73	795.46	639.07	1000.00	1500.00	
		하부 (외측)	19	1729.13	734.48	831.10	1000.00	1500.00	
		하부 (내측)	20	958.96	734.48	831.10	1000.00	1500.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

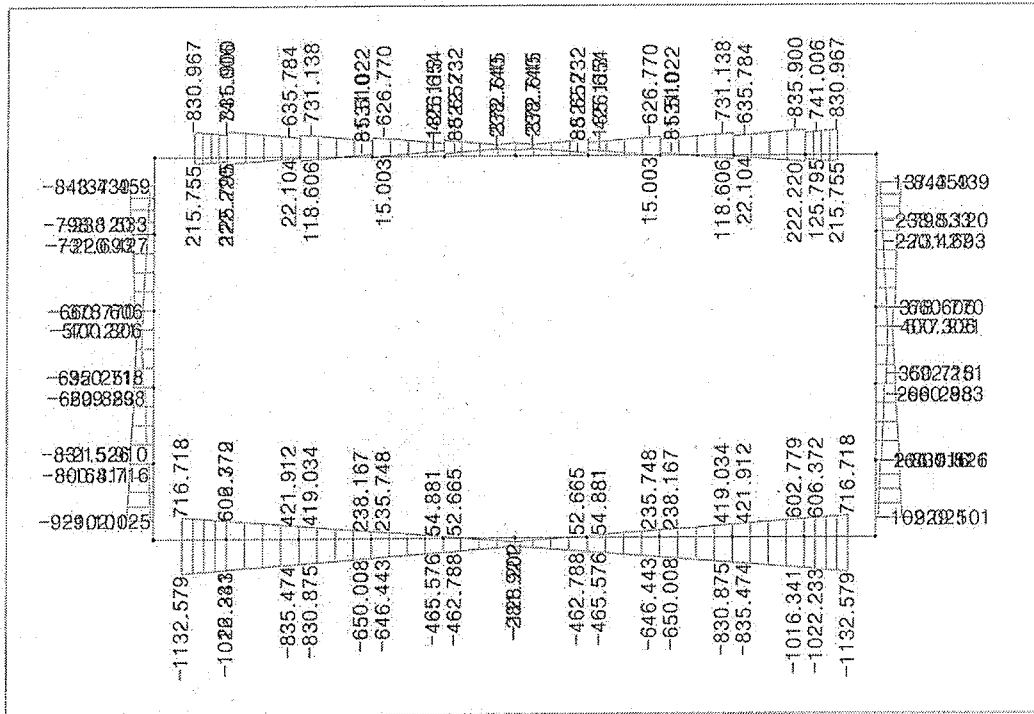
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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			
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	2210.75	669.03	830.97	1000.00	1466.67	
		좌측 (하면)	2	1118.99	669.03	830.97	1000.00	1300.00	
		중앙부	3	542.35	378.93	418.96	1000.00	1300.00	
		우측 (상면)	4	2210.75	669.03	830.97	1000.00	1466.67	
		우측 (하면)	5	1118.99	669.03	830.97	1000.00	1300.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	1542.60	709.31	1132.58	1000.00	1300.00	
		좌측 (하면)	7	2347.52	709.31	1132.58	1000.00	1300.00	
		중앙부	8	388.86	349.00	281.92	1000.00	1300.00	
		우측 (상면)	9	1542.60	709.31	1132.58	1000.00	1300.00	
		우측 (하면)	10	2347.52	709.31	1132.58	1000.00	1300.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	2558.07	785.23	843.44	1000.00	1666.67	
		상부 (내측)	12	1113.82	785.23	843.44	1000.00	1500.00	
		중앙부	13	551.43	979.47	798.12	1000.00	1500.00	
		하부 (외측)	14	2364.65	993.98	929.10	1000.00	1500.00	
		하부 (내측)	15	1408.98	993.98	929.10	1000.00	1500.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	16	2558.07	785.23	843.44	1000.00	1666.67	
		상부 (내측)	17	1113.82	785.23	843.44	1000.00	1500.00	
		중앙부	18	551.43	979.47	731.69	1000.00	1500.00	
		하부 (외측)	19	2364.65	993.98	929.10	1000.00	1500.00	
		하부 (내측)	20	1408.98	993.98	929.10	1000.00	1500.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트

(kN.m)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고	
			2D	3D	붕괴	기능			
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-1937.46	-	-2210.75	-1613.28	-2210.75	
		좌측 (하면)	2	-	-	1118.99	652.35	1118.99	
		중앙부	3	2049.86	-	542.35	438.05	2049.86	
		우측 (상면)	4	-1913.19	-	-2210.75	-1613.28	-2210.75	
		우측 (하면)	5	-	-	1118.99	652.35	1118.99	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-	-	1542.60	1037.63	1542.60	
		좌측 (하면)	7	-2585.62	-	-2347.52	-1699.66	-2585.62	
		중앙부	8	1920.05	-	388.86	281.53	1920.05	
		우측 (상면)	9	-	-	1542.60	1037.63	1542.60	
		우측 (하면)	10	-2561.65	-	-2347.52	-1699.66	-2561.65	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-2736.89	-	-2558.07	-1915.53	-2736.89	
		상부 (내측)	12	-	-	1113.82	654.61	1113.82	
		중앙부	13	-2164.34	-	-551.43	-386.73	-2164.34	
		하부 (외측)	14	-2953.15	-	-2364.65	-1729.13	-2953.15	
		하부 (내측)	15	-	-	1408.98	958.96	1408.98	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	16	-2716.12	-	-2558.07	-1915.53	-2716.12	
		상부 (내측)	17	-	-	1113.82	654.61	1113.82	
		중앙부	18	-2166.71	-	-551.43	-386.73	-2166.71	
		하부 (외측)	19	-2940.82	-	-2364.65	-1729.13	-2940.82	
		하부 (내측)	20	-	-	1408.98	958.96	1408.98	

2) 전단력

(kN)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고	
			2D	3D	붕괴	기능			
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1054.10	-	669.03	515.55	1054.10	
		중앙부	2	99.57	-	378.93	273.18	378.93	
		우측	3	-1054.10	-	-669.03	-515.55	-1054.10	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1158.67	-	-709.31	-555.63	-1158.67	
		중앙부	5	-361.66	-	-349.00	-209.87	-361.66	
		우측	6	1158.42	-	709.31	555.63	1158.42	
좌측 벽체	1 층	상부	7	252.52	-	-785.23	-558.98	-785.23	
		중앙부	8	-422.45	-	-979.47	-795.46	-979.47	
		하부	9	588.88	-	993.98	734.48	993.98	
우측 벽체	1 층	상부	10	-243.79	-	785.23	558.98	785.23	
		중앙부	11	422.89	-	979.47	795.46	979.47	
		하부	12	-583.92	-	-993.98	-734.48	-993.98	

3) 축력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-663.66	-	-830.97	-719.22	-830.97	
		중앙부	2	-663.66	-	-418.96	-409.28	-663.66	
		우측	3	-663.66	-	-830.97	-719.22	-830.97	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1055.59	-	-1132.58	-949.97	-1132.58	
		중앙부	5	-1055.59	-	-281.92	-277.64	-1055.59	
		우측	6	-1055.59	-	-1132.58	-949.97	-1132.58	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-1613.89	-	-843.44	-716.40	-1613.89	
		중앙부	8	-1745.47	-	-798.12	-682.31	-1745.47	
		하부	9	-1832.82	-	-929.10	-831.10	-1832.82	
우측 벽체	1 층	상부	10	-1613.89	-	-843.44	-716.40	-1613.89	
		중앙부	11	-1745.47	-	-731.69	-639.07	-1745.47	
		하부	12	-1832.82	-	-929.10	-831.10	-1832.82	

4) 사용모멘트

(kN.m)

구분		위 치		상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-1337.65	-	-	-	-1337.65	
		중앙부	2	1521.52	-	-	-	1521.52	
		우측	3	-1322.48	-	-	-	-1322.48	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1859.87	-	-	-	-1859.87	
		중앙부	5	1412.96	-	-	-	1412.96	
		우측	6	-1851.35	-	-	-	-1851.35	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-1923.51	-	-	-	-1923.51	
		중앙부	8	-1598.10	-	-	-	-1598.10	
		하부	9	-2161.69	-	-	-	-2161.69	
우측 벽체	1 층	상부	10	-1910.53	-	-	-	-1910.53	
		중앙부	11	-1599.59	-	-	-	-1599.59	
		하부	12	-2153.98	-	-	-	-2153.98	

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 (상면)	1	1000	1338	2210.75	3108.74	5022.50	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.41
		좌측 (하면)	1	1000	1220	1118.99	1632.75	2750.66	H25 - 8.0EA	4053.60	1.46
		중앙부	2	1000	1187	2049.86	2343.69	5285.79	H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	6080.40	1.14
		우측 (상면)	3	1000	1338	2210.75	3108.74	5022.50	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.41
		우측 (하면)	3	1000	1220	1118.99	1632.75	2750.66	H25 - 8.0EA	4053.60	1.46
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1000	1220	1542.60	2053.48	3823.30	H29 - 8.0EA	5139.20	1.33
		좌측 (하면)	4	1000	1171	2585.61	3317.38	6841.37	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.28
		좌측(배수구 단면)	4	1000	1058	642.25	2670.54	2008.5	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	4.16
		중앙부	5	1000	1220	1920.05	2053.48	4792.95	H29 - 8.0EA	5139.20	1.07
		우측 (상면)	6	1000	1220	1542.60	2053.48	3823.30	H29 - 8.0EA	5139.20	1.33
		우측 (하면)	6	1000	1171	2561.65	3317.38	6774.40	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.30
좌측벽체	1층	상부 (외측)	7	1000	1538	2736.89	6032.07	-	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8754.80	2.20
		상부 (내측)	7	1000	1420	1113.82	4530.31	-	H16 - 8.0EA	8754.80	4.07
		중앙부	8	1000	1377	2164.34	5624.95	-	H29 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	8276.40	2.60
		하부 (외측)	9	1000	1371	2953.15	6119.24	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	10512.00	2.07
		하부 (내측)	9	1000	1420	1408.98	3330.72	-	H16 - 8.0EA	10512.00	2.36
우측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	1538	2716.11	6056.70	-	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8754.80	2.23
		상부 (내측)	10	1000	1420	1113.82	4530.31	-	H16 - 8.0EA	8754.80	4.07
		중앙부	11	1000	1377	2166.71	5621.39	-	H29 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	8276.40	2.59
		하부 (외측)	12	1000	1371	2940.82	6129.87	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	10512.00	2.08
		하부 (내측)	12	1000	1420	1408.98	3330.72	-	H16 - 8.0EA	10512.00	2.36

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦV_c	V_u	ΦV_n	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm ²		mm	mm ²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	761.1	1054.1	1354.88	2.00	125.05	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	770.8	378.9	1071.46	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	761.1	1054.1	1354.88	2.00	125.05	H13	150	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	792.4	1158.7	1410.71	2.00	150.10	H13	150	253.40	O.K
		좌측 (배수구단면)	4	622.2	1151.3	1383.27	2.00	276.10	H16	150	253.40	O.K
		중앙부	5	792.4	361.7	1101.56	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	792.4	1158.4	1410.71	2.00	150.00	H13	150	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	959.4	785.2	1307.02	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	8	968.6	979.5	1666.41	2.00	3.94	H13	150	253.40	O.K
		하부	9	968.4	994.0	1315.82	2.00	18.69	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	10	959.4	785.2	1307.02	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	11	968.6	979.5	1666.41	2.00	3.94	H13	150	253.40	O.K
		하부	12	968.4	994.0	1315.82	2.00	18.69	H13	300	253.40	O.K

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1466.67	1338.38	100.00	2210.75	1054.10

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 7166.000 \times 400.00 = 2866400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 124.898 \text{ mm, } c = 124.898 / \beta_1 = 124.898 / 0.85 = 146.938 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1366.67 - 146.938) / 146.938 = 0.02490$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 5022.503 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm^2 (철근도심 : 128.3 mm) , [사용률 = 1.427]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm^2)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00535$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 124.898 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 7166.000 \times 400 \times (1338.38 - a/2) = 3108.737 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 2210.749 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.406]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1171.72 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1171.72 = 761.052 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1054.104 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1054.104 - 761.052) \times 150.00 / (400 \times 1171.72 \times \phi) \times 1000 = 125.052 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 \text{ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1171.72 / 150.00 \times 1000 = 791.768 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1171.72 / 1000 = 4058.945 \text{ kN} \geq 791.768 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1014.736 + 791.768) = 1354.878 \text{ kN} \geq 1054.104 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 설계조건

$f_{ck} = 27\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	1300.0	1220.0	80.0	1118.986	1054.104

② 휨검토

■ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4053.600 \times 400.00 = 1621440.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 70.651 \text{ mm, } c = 70.651 / \beta_1 = 83.119 \text{ mm,}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d - c) / c = 0.0030 \times (1220 - 83.119) / 83.119 = 0.0410$$

$$\epsilon_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면 } \phi = 0.850 \text{ 를 적용한다.}$$

■ 필요철근량 산정

$$\text{Req } A_s = M_u / (0.85 \times f_y \times (d - a / 2)) = 2750.656 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{(0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 1.7 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times M_u)})}{(0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b)} = 47.018 \text{ mm}$$

■ 사용철근량

$$\text{Use } A_s = \text{H25 @ 250.0mm} + \text{H25 @ 250.0mm} = 4053.6 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, P_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$P_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi_f (f_{ck} / f_y) \times \{6000 / (6000 + f_y)\} = 0.0209$$

$$P_{\text{use}} = A_s / bd = 0.0033$$

$$4/3 P_{\text{req}} < P_{\text{use}} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore - \text{O.K.} -$$

■ 휨에 대한 검토

$$\phi M_n = 0.85 \times 4053.6 \times 400 \times (1,220.0 - a / 2) = 1632.747 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 70.651 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (1,118.986 \text{ kN} \cdot \text{m}) [\text{안전률 1.459}] \therefore - \text{O.K.} -$$

③ 전단검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1,220.0 = 792.413 \text{ kN}$$

$$< V_u (=1,054.104 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1,054.104 - 792.413) \times 150 / (400 \times 1220 \times \Phi) \times 1000 = 107.25 \text{ kN}$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 (\text{H13} - 2 \text{ EA, C.T.C } 150 \text{ mm})$$

$$V_s = 253.40 \times 400.00 \times 1,220.00 / 150.00 \times 1000 = 824.395 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000 \times 1220 \times 1000 = 4226.204 \text{ kN} \geq 824.395 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$S = 150.00 < 610 \text{ (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2)} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1056.551 + 824.395) = 1410.709 \text{ kN} \geq 1054.104 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

■ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1300.00	1186.67	80.00	2049.86	378.93

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 6080.400 \times 400.00 = 2432160.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 105.976 \text{ mm, } c = 105.976 / \beta_1 = 105.976 / 0.85 = 124.678 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1220.00 - 124.678) / 124.678 = 0.02636$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 5285.787 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6080.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 1.150]

$$1\text{단} : H25 - 8.0 \text{ EA } (= 4053.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H25 - 4.0 \text{ EA } (= 2026.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi_f (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00512$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K.}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 105.976 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 6080.400 \times 400 \times (1186.67 - a/2) = 2343.694 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 2049.855 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K. [안전률 1.143]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1186.67 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1186.67 = 770.763 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 378.931 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1466.67	1338.38	100.00	2210.75	1054.10

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 7166.000 \times 400.00 = 2866400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 124.898 \text{ mm, } c = 124.898 / \beta_1 = 124.898 / 0.85 = 146.938 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1366.67 - 146.938) / 146.938 = 0.02490$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 5022.503 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm) , [사용률 = 1.427]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00535$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 124.898 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 7166.000 \times 400 \times (1338.38 - a/2) = 3108.737 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 2210.749 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.406]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 1171.72 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1171.72 = 761.052 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1054.104 \text{ kN}) \therefore \text{전단보강 필요.}$$

$$A_{V_req} = (1054.104 - 761.052) \times 150.00 / (400 \times 1171.72 \times \Phi) \times 1000 = 125.052 \text{ mm}^2$$

$$A_{V_use} = 253.400 \text{ mm}^2 \text{ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1171.72 / 150.00 \times 1000 = 791.768 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1171.72 / 1000 = 4058.945 \text{ kN} \geq 791.768 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi V_n = 0.75 \times (1014.736 + 791.768) = 1354.878 \text{ kN} \geq 1054.104 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

① 설계조건

$f_{ck} = 27\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	1300.0	1220.0	80.0	1118.986	1054.104

② 휨검토

■ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4053.600 \times 400.00 = 1621440.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 70.651 \text{ mm, } c = 70.651 / \beta_1 = 83.119 \text{ mm,}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (1220 - 83.119) / 83.119 = 0.0410$$

$$\epsilon_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면 } \phi = 0.850 \text{ 를 적용한다.}$$

■ 필요철근량 산정

$$\text{Req } A_s = M_u / (0.85 \times f_y \times (d - a / 2)) = 2750.656 \text{ mm}^2$$

$$a = \{0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 1.7 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times M_u)} / (0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b) = 47.018 \text{ mm}$$

■ 사용철근량

$$\text{Use } A_s = \text{H25 @ 250.0mm} + \text{H25 @ 250.0mm} = 4053.6 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, P_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$P_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{6000 / (6000 + f_y)\} = 0.0209$$

$$P_{\text{use}} = A_s / b d = 0.0033$$

$$4/3 P_{\text{req}} < P_{\text{use}} \rightarrow \text{철근비 만족,}$$

∴ - O.K -

■ 휨에 대한 검토

$$\phi M_n = 0.85 \times 4053.6 \times 400 \times (1,220.0 - a / 2) = 1632.747 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 70.651 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (1,118.986 \text{ kN} \cdot \text{m}) [\text{안전률 } 1.459]$$

∴ - O.K -

③ 전단검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1,220.0 = 792.413 \text{ kN}$$

$$< V_u (=1,054.104 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_{\text{req}}} = (1,054.104 - 792.413) \times 150 / (400 \times 1220 \times \phi) \times 1000 = 107.25 \text{ kN}$$

$$A_{v_{\text{use}}} = 253.400 \text{ mm}^2 (\text{H13} - 2 \text{ EA, C.T.C } 150 \text{ mm})$$

$$V_s = 253.40 \times 400.00 \times 1,220.00 / 150.00 \times 1000 = 824.395 \text{ kN}$$

$$V_{s_{\text{Max}}} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000 \times 1220 \times 1000 = 4226.204 \text{ kN} \geq 824.395 \text{ kN} \quad \therefore - \text{O.K} -$$

$$S = 150.00 < 610 \text{ (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2)} \quad \therefore - \text{O.K} -$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1056.551 + 824.395) = 1410.709 \text{ kN} \geq 1054.104 \text{ kN} \quad \therefore - \text{O.K} -$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 설계조건

$f_{ck} = 27\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	1300.0	1220.0	80.0	1542.595	1158.666

② 힘검토

■ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5139.200 \times 400.00 = 2055680.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 89.572 \text{ mm, } c = 89.572 / \beta_1 = 105.379 \text{ mm,}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (1220 - 105.379) / 105.379 = 0.0317$$

$$\epsilon_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면 } \phi = 0.850 \text{ 를 적용한다.}$$

■ 필요철근량 산정

$$\text{Req } A_s = M_u / (0.85 \times f_y \times (d - a / 2)) = 3820.375 \text{ mm}^2$$

$$a = \{0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 1.7 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times M_u)} / (0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b) = 64.817 \text{ mm}$$

■ 사용철근량

$$\text{Use } A_s = \text{H29 @ 250.0mm} + \text{H29 @ 250.0mm} = 5139.2 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, P_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$P_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi_f (f_{ck} / f_y) \times \{6000 / (6000 + f_y)\} = 0.0209$$

$$P_{use} = A_s / bd = 0.0042$$

$$\therefore P_{max} \geq P_{use} \geq P_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore - \text{O.K.} -$$

■ 힘에 대한 검토

$$\phi M_n = 0.85 \times 5139.2 \times 400 \times (1,220.0 - a / 2) = 2053.484 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 89.572 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (1,542.595 \text{ kN} \cdot \text{m}) [\text{안전률 } 1.331] \therefore - \text{O.K.} -$$

③ 전단검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1,220.0 = 792.413 \text{ kN}$$

$$< V_u (=1,158.666 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1,158.666 - 792.413) \times 150 / (400 \times 1220 \times \phi) \times 1000 = 150.104 \text{ kN}$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 \text{ (H13 - 2 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 253.40 \times 400.00 \times 1,220.00 / 150.00 \times 1000 = 824.395 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000 \times 1220 \times 1000 = 4226.204 \text{ kN} \geq 824.395 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$S = 150.00 < 610 \text{ (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2)} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1056.551 + 824.395) = 1410.709 \text{ kN} \geq 1158.666 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

■ TITLE : 하부슬래브 (경간(좌측))_하면

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	표폭(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1300.00	1171.20	100.00	2585.62	1158.67

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 8923.200 \times 400.00 = 3569280.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 155.524 \text{ mm, } c = 155.524 / \beta_1 = 155.524 / 0.85 = 182.970 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1200.00 - 182.970) / 182.970 = 0.01668$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 6841.367 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 128.8 mm), [사용률 = 1.304]

$$1\text{단} : H32 - 8.0 \text{ EA} (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 4.0 \text{ EA} (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00762$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 155.524 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 8923.200 \times 400 \times (1171.20 - a/2) = 3317.378 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 2585.615 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K} [\text{안전률 } 1.283]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1171.20 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1171.20 = 760.719 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1158.666 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1158.666 - 760.719) \times 150.00 / (400 \times 1171.20 \times \Phi) \times 1000 = 169.888 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 \text{ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1171.20 / 150.00 \times 1000 = 791.421 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1171.20 / 1000 = 4057.167 \text{ kN} \geq 791.421 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi V_n = 0.75 \times (1014.292 + 791.421) = 1354.285 \text{ kN} \geq 1158.666 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	파복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1058.0	958.0	100.0	642.3	1151.3

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 8923.200 \times 400.00 = 3569280.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 155.524 \text{ mm, } c = 155.524 / \beta_1 = 155.524 / 0.85 = 182.970 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (958.00 - 182.970) / 182.970 = 0.01271$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 2008.485 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 4.443]

$$1\text{단} : H32 - 8.0 \text{ EA } (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 4.0 \text{ EA } (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\text{수축온도철근비} = 0.00200$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00931$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 155.524 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 8923.200 \times 400 \times (958.00 - a/2) = 2670.543 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 642.251 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 4.158]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 958.00 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 958.00 = 622.239 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1151.290 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1151.290 - 622.239) \times 150.00 / (400 \times 958.00 \times \phi) \times 1000 = 276.123 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (D16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 958.00 / 150.00 \times 1000 = 1014.714 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 958.00 \times 1000 = 3318.609 \text{ kN} \geq 1014.714 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$s = 150.000 \leq 479.000 (d/2, 600 \text{ mm}) \text{ 콘.설 7.4.2 } \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (829.652 + 1014.714) = 1383.274 \text{ kN} \geq 1151.290 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1300.00	1220.00	80.00	1920.05	361.66

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5139.200 \times 400.00 = 2055680.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 89.572 \text{ mm, } c = 89.572 / \beta_1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1220.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03173$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 4792.946 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.072]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00421$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 89.572 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 5139.200 \times 400 \times (1220.00 - a/2) = 2053.484 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1920.048 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.069]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1220.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1220.00 = 792.413 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 361.664 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

① 설계조건

$f_{ck} = 27\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	1300.0	1220.0	80.0	1542.595	1158.416

② 휨검토

■ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5139.200 \times 400.00 = 2055680.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 89.572 \text{ mm, } c = 89.572 / \beta_1 = 105.379 \text{ mm,}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d - c) / c = 0.0030 \times (1220 - 105.379) / 105.379 = 0.0317$$

$$\epsilon_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면 } \phi = 0.850 \text{ 를 적용한다.}$$

■ 필요철근량 산정

$$\text{Req } A_s = M_u / (0.85 \times f_y \times (d - a / 2)) = 3820.375 \text{ mm}^2$$

$$a = \{0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 1.7 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times M_u)}\} / (0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b) = 64.817 \text{ mm}$$

■ 사용철근량

$$\text{Use } A_s = \text{H29 @ 250.0mm} + \text{H29 @ 250.0mm} = 5139.2 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, P_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$P_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{6000 / (6000 + f_y)\} = 0.0209$$

$$P_{use} = A_s / bd = 0.0042$$

$$\therefore P_{max} \geq P_{use} \geq P_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore - \text{O.K.} -$$

■ 힘에 대한 검토

$$\phi M_n = 0.85 \times 5139.2 \times 400 \times (1,220.0 - a / 2) = 2053.484 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 89.572 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (1,542.595 \text{ kN} \cdot \text{m}) [\text{안전률 1.331}] \therefore - \text{O.K.} -$$

③ 전단검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1,220.0 = 792.413 \text{ kN}$$

$$< V_u (=1,158.416 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1,158.416 - 792.413) \times 150 / (400 \times 1220 \times \Phi) \times 1000 = 150.001 \text{ kN}$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 (\text{H13} - 2 \text{ EA, C.T.C } 150 \text{ mm})$$

$$V_s = 253.40 \times 400.00 \times 1,220.00 / 150.00 \times 1000 = 824.395 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000 \times 1220 \times 1000 = 4226.204 \text{ kN} \geq 824.395 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$S = 150.00 < 610 \text{ (d/2, 60cm 콘설 7.4.2)} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1056.551 + 824.395) = 1410.709 \text{ kN} \geq 1158.416 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1300.00	1220.00	80.00	1542.60	1158.42

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5139.200 \times 400.00 = 2055680.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 89.572 \text{ mm, } c = 89.572 / \beta_1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1220.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03173$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 3823.304 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.344]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00421$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 89.572 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 5139.200 \times 400 \times (1220.00 - a/2) = 2053.484 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1542.595 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.331]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1220.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1220.00 = 792.413 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1158.416 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1158.416 - 792.413) \times 150.00 / (400 \times 1220.00 \times \Phi) \times 1000 = 150.001 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 \text{ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1220.00 / 150.00 \times 1000 = 824.395 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1220.00 / 1000 = 4226.204 \text{ kN} \geq 824.395 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi V_n = 0.75 \times (1056.551 + 824.395) = 1410.709 \text{ kN} \geq 1158.416 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	파복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1300.00	1171.20	100.00	2561.65	1158.42

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 8923.200 \times 400.00 = 3569280.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 155.524 \text{ mm, } c = 155.524 / \beta_1 = 155.524 / 0.85 = 182.970 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1200.00 - 182.970) / 182.970 = 0.01668$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad (1)$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad (2)$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 6774.401 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 128.8 mm), [사용률 = 1.317]

$$1\text{단} : H32 - 8.0 \text{ EA } (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 4.0 \text{ EA } (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00762$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K.}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 155.524 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 8923.200 \times 400 \times (1171.20 - a/2) = 3317.378 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 2561.650 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K. [안전률 1.295]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1171.20 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1171.20 = 760.719 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1158.416 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1158.416 - 760.719) \times 150.00 / (400 \times 1171.20 \times \phi) \times 1000 = 169.782 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 \text{ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1171.20 / 150.00 \times 1000 = 791.421 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1171.20 / 1000 = 4057.167 \text{ kN} \geq 791.421 \text{ kN} \therefore \text{O.K.}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1014.292 + 791.421) = 1354.285 \text{ kN} \geq 1158.416 \text{ kN} \therefore \text{O.K.}$$

■ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

㉑ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,667	100	1,538	1613.892	2736.893	1695.8

㉒ 철근비 검토

$A_s = 7166.000 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 128.28 mm), 1단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H25- 4.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 1588.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0053) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉓ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1666.7 \times 1000.0 = 38250000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 2866400.0 \text{ N}$, $C_{s'} = A_{sf} \times f_y = 635520.0 \text{ N}$

$X_p = (38250000.0 \times 833.33 + 2866400.0 \times 128.284 + 635520.0 \times 1586.667) / 41751920.0$
 $= 796.396 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 923.03 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 784.58 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 784575.384 = 18006.005 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2866.400 \text{ kN}$

$P_b = 18006.005 + 599.057 - 2866.400 = 15738.662 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 477.983 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 10995.055 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($e_b = M_b/P_b = 698.602 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1695.834 \text{ mm}$)

㉔ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 330.75 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 281.13 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 281134.724 = 6452.042 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2866.400 \text{ kN}$

$P_n = 6452.042 + 599.057 - 2866.400 = 4184.699 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 655.829 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 7096.570 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1695.838)| = 0.0036 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉕ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 1666.67 - 100.00 = 1566.67 \text{ mm}$

$c = 330.747 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 281.135 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1566.67 - 330.75) / 330.75 = 0.01121$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉖ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 33240.798 \text{ kN} \geq P_n = 4184.699 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 4184.699 = 3556.994 \text{ kN} \geq P_u = 1613.892 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 1.696 = 6032.072 \text{ kN.m} \geq M_u = 2736.893 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉗ 전단에 대한 검토 ($d = 1371.72 \text{ mm}$)

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1371.72} = 959.428 \text{ kN}$

$\geq V_u (= 785.230 \text{ kN})$, 전단보강 불필요.

■ TITLE : 좌측벽체 상부 내측

㉑ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,500	80	1,420	1613.892	1113.818	690.1

㉒ 철근비 검토

$A_s = 1588.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 7166.000 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 128.28 mm), 1단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H25- 4.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0012) \leq \rho_{use} (= 0.0058) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K$

㉓ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1500.0 \times 1000.0 = 34425000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 635520.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 2866400.0 \text{ N}$

$X_p = (34425000.0 \times 750.00 + 635520.0 \times 80.000 + 2866400.0 \times 1371.716) / 37926920.0$
 $= 785.761 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 852.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 724.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 724200.000 = 16620.390 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 2701.940 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_b = 16620.390 + 2701.940 - 635.520 = 18686.810 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 352.139 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 7884.437 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 421.925 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 690.144 \text{ mm}$)

㉔ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 308.22 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 261.99 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 261986.923 = 6012.600 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 2345.613 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_n = 6012.600 + 2345.613 - 635.520 = 7722.693 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 654.767 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 5329.775 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 690.145)| = 0.0006 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉕ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 1500.00 - 80.00 = 1420.000 \text{ mm}$

$c = 308.220 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 261.987 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1420.00 - 308.22) / 308.22 = 0.01082$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉖ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 30180.798 \text{ kN} \geq P_n = 7722.693 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 7722.693 = 6564.289 \text{ kN} \geq P_u = 1613.892 \text{ kN} \therefore O.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.690 = 4530.305 \text{ kN.m} \geq M_u = 1113.818 \text{ kN.m} \therefore O.K$

㉗ 전단에 대한 검토

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1420.00} = 993.199 \text{ kN}$
 $\geq V_u (= 785.230 \text{ kN})$, 전단보강 불필요.

■ TITLE : 좌측벽체 중앙부

㉑ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,500	100	1,377	1745.472	2164.341	1240

㉒ 철근비 검토

$A_s = 6687.600 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 123.15 mm), 1단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H22- 4.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 1588.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0055) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉓ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1500.0 \times 1000.0 = 34425000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 2675040.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 635520.0 \text{ N}$

$X_p = (34425000.0 \times 750.00 + 2675040.0 \times 123.153 + 635520.0 \times 1420.000) / 37735560.0$
 $= 716.847 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 826.11 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 702.19 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 702191.818 = 16115.302 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2675.040 \text{ kN}$

$P_b = 16115.302 + 599.057 - 2675.040 = 14039.319 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 432.057 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 8972.112 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 639.070 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1239.975 \text{ mm}$)

㉔ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 380.00 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 323.00 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 323000.450 = 7412.860 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2675.040 \text{ kN}$

$P_n = 7412.860 + 599.057 - 2675.040 = 5336.877 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 555.347 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 6617.608 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1239.977)| = 0.0028 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉕ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 1500.00 - 100.00 = 1400.000 \text{ mm}$

$c = 380.001 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 323.000 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1400.00 - 380.00) / 380.00 = 0.00805$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉖ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 30036.493 \text{ kN} \geq P_n = 5336.877 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 5336.877 = 4536.346 \text{ kN} \geq P_u = 1745.472 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 1.240 = 5624.954 \text{ kN.m} \geq M_u = 2164.341 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉗ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1376.85} = 968.619 \text{ kN}$

$< V_u (= 979.472 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (979.472 - 968.619) \times 150.00 / (400.0 \times 1376.85 \times \phi) = 3.941 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1376.85 / 150.00 = 930.381 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1376.85 = 4769.537 \text{ kN} \geq 930.381 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1291.492 + 930.381) = 1666.405 \text{ kN} \geq 979.472 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 좌측벽체 하부 외측

㉑ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,500	100	1,371	1832.817	2953.15	1611.3

㉒ 철근비 검토

$A_s = 8923.200 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 128.80 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H29- 4.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 1588.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0070) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉓ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1500.0 \times 1000.0 = 34425000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 3569280.0 \text{ N}$, $C_{s'} = A_{sf} \times f_y = 635520.0 \text{ N}$

$X_p = (34425000.0 \times 750.00 + 3569280.0 \times 128.797 + 635520.0 \times 1420.000) / 38629800.0$
 $= 703.625 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 822.72 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 699.31 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 699313.609 = 16049.247 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 3569.280 \text{ kN}$

$P_b = 16049.247 + 599.057 - 3569.280 = 13079.024 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 446.718 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 9650.360 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 737.850 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1611.263 \text{ mm}$)

㉔ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 381.30 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 324.11 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 324105.197 = 7438.214 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 3569.280 \text{ kN}$

$P_n = 7438.214 + 599.057 - 3569.280 = 4467.991 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 541.573 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 7199.097 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1611.260)| = 0.0025 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉕ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 1500.00 - 100.00 = 1400.000 \text{ mm}$

$c = 381.300 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 324.105 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1400.00 - 381.30) / 381.30 = 0.00801$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉖ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max } P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 30710.840 \text{ kN} \geq P_n = 4467.991 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 4467.991 = 3797.793 \text{ kN} \geq P_u = 1832.817 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 1.611 = 6119.242 \text{ kN.m} \geq M_u = 2953.150 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉗ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1371.20} = 968.353 \text{ kN}$

$< V_u (= 993.982 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (993.982 - 968.353) \times 300.00 / (400.0 \times 1371.20 \times \phi) = 18.691 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1371.20 / 300.00 = 463.284 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1371.20 = 4749.987 \text{ kN} \geq 463.284 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1291.138 + 463.284) = 1315.816 \text{ kN} \geq 993.982 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 좌측벽체 하부_내측

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,500	80	1,420	1832.817	1408.977	768.7

㉕ 철근비 검토

$A_s = 1588.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 8923.200 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 128.80 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H29- 4.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0012) \leq \rho_{use} (= 0.0070) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1500.0 \times 1000.0 = 34425000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 635520.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 3569280.0 \text{ N}$

$X_p = (34425000.0 \times 750.00 + 635520.0 \times 80.000 + 3569280.0 \times 1371.203) / 38629800.0$
 $= 796.375 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 852.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 724.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 724200.000 = 16620.390 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 3364.493 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_b = 16620.390 + 3364.493 - 635.520 = 19349.363 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 341.525 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 8065.558 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($eb = M_b/P_b = 416.838 \text{ mm}$, $e = Mu/P_u = 768.749 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 203.57 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 173.03 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 173031.082 = 3971.063 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 1761.690 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_n = 3971.063 + 1761.690 - 635.520 = 5097.234 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 709.859 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 3918.522 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 768.755)| = 0.0051 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉘ 강도감소계수(ϕ) 산정

$dt = 1500.00 - 80.00 = 1420.000 \text{ mm}$

$c = 203.566 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 173.031 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1420.00 - 203.57) / 203.57 = 0.01793$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉙ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 30710.840 \text{ kN} \geq P_n = 5097.234 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 5097.234 = 4332.649 \text{ kN} \geq P_u = 1832.817 \text{ kN} \therefore O.K$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.769 = 3330.721 \text{ kN.m} \geq M_u = 1408.977 \text{ kN.m} \therefore O.K$

㉚ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1420.00} = 1002.814 \text{ kN}$

$\geq V_u (= 993.982 \text{ kN})$, 전단보강 불필요.

■ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	파복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,667	100	1,538	1613.892	2716.115	1683

㉟ 철근비 검토

$A_s = 7166.000 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 128.28 mm), 1단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H25- 4.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 1588.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0053) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㊱ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1666.7 \times 1000.0 = 38250000.0 \text{ N}$$

$$C_s = A_s \times f_y = 2866400.0 \text{ N}, C_{s'} = A_{sf} \times f_y = 635520.0 \text{ N}$$

$$X_p = (38250000.0 \times 833.33 + 2866400.0 \times 128.284 + 635520.0 \times 1586.667) / 41751920.0 \\ = 796.396 \text{ mm}$$

- 평형상태 계산

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 923.03 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 784.58 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 784575.384 = 18006.005 \text{ kN}, \Sigma C_{si} = 599.057 \text{ kN}, \Sigma T_{si} = 2866.400 \text{ kN}$$

$$P_b = 18006.005 + 599.057 - 2866.400 = 15738.662 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 477.983 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 10995.055 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 698.602 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1682.960 \text{ mm})$$

㊲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 333.27 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 283.28 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 283279.648 = 6501.268 \text{ kN}$$

$$\Sigma C_{si} = 599.057 \text{ kN}, \Sigma T_{si} = 2866.400 \text{ kN}$$

$$P_n = 6501.268 + 599.057 - 2866.400 = 4233.925 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 654.756 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 7125.518 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1682.958)| = 0.0015 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㊳ 강도감소계수(Φ) 산정

$$d_t = 1666.67 - 100.00 = 1566.67 \text{ mm}$$

$$c = 333.270 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 283.280 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1566.67 - 333.27) / 333.27 = 0.01110$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㊴ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 33240.798 \text{ kN} \geq P_n = 4233.925 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0.85 \times 4233.925 = 3598.836 \text{ kN} \geq P_u = 1613.892 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.683 = 6056.696 \text{ kN.m} \geq M_u = 2716.115 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

㊵ 전단에 대한 검토 ($d = 1371.72 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1371.72 = 959.428 \text{ kN}$$

$\geq V_u (= 785.230 \text{ kN})$, 전단보강 불필요.

■ TITLE : 우측벽체 상부_내측

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	파복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,500	80	1,420	1613.892	1113.818	690.1

㉕ 철근비 검토

$A_s = 1588.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 7166.000 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 128.28 mm), 1단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H25- 4.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0012) \leq \rho_{use} (= 0.0058) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1500.0 \times 1000.0 = 34425000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 635520.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 2866400.0 \text{ N}$

$X_p = (34425000.0 \times 750.00 + 635520.0 \times 80.000 + 2866400.0 \times 1371.716) / 37926920.0$
 $= 785.761 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 852.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 724.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 724200.000 = 16620.390 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 2701.940 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_b = 16620.390 + 2701.940 - 635.520 = 18686.810 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 352.139 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 7884.437 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($eb = M_b/P_b = 421.925 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 690.144 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 308.22 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 261.99 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 261986.923 = 6012.600 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 2345.613 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_n = 6012.600 + 2345.613 - 635.520 = 7722.693 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 654.767 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 5329.775 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 690.145)| = 0.0006 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉘ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 1500.00 - 80.00 = 1420.000 \text{ mm}$

$c = 308.220 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 261.987 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1420.00 - 308.22) / 308.22 = 0.01082$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉙ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 30180.798 \text{ kN} \geq P_n = 7722.693 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 7722.693 = 6564.289 \text{ kN} \geq P_u = 1613.892 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.690 = 4530.305 \text{ kN.m} \geq M_u = 1113.818 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉚ 전단에 대한 검토

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1420.00} = 993.199 \text{ kN}$

$\geq V_u (= 785.230 \text{ kN})$ ∴ 전단보강 불필요.

■ TITLE : 우측벽체 중앙부

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,500	100	1,377	1745.472	2166.714	1241.3

㉕ 철근비 검토

$A_s = 6687.600 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 123.15 mm), 1단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H22- 4.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 1588.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0055) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1500.0 \times 1000.0 = 34425000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 2675040.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 635520.0 \text{ N}$

$X_p = (34425000.0 \times 750.00 + 2675040.0 \times 123.153 + 635520.0 \times 1420.000) / 37735560.0$
 $= 716.847 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 826.11 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 702.19 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 702191.818 = 16115.302 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2675.040 \text{ kN}$

$P_b = 16115.302 + 599.057 - 2675.040 = 14039.319 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 432.057 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 8972.112 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($eb = M_b/P_b = 639.070 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1241.334 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 379.53 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 322.60 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 322598.653 = 7403.639 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2675.040 \text{ kN}$

$P_n = 7403.639 + 599.057 - 2675.040 = 5327.656 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 555.548 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 6613.363 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1241.327)| = 0.0073 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉘ 강도감소계수(ϕ) 산정

$dt = 1500.00 - 100.00 = 1400.000 \text{ mm}$

$c = 379.528 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 322.599 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1400.00 - 379.53) / 379.53 = 0.00807$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장 지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉙ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 30036.493 \text{ kN} \geq P_n = 5327.656 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 5327.656 = 4528.508 \text{ kN} \geq P_u = 1745.472 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 1.241 = 5621.391 \text{ kN.m} \geq M_u = 2166.714 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉚ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1376.85 = 968.619 \text{ kN}$
 $< V_u (= 979.472 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (979.472 - 968.619) \times 150.00 / (400.0 \times 1376.85 \times \phi) = 3.941 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2$ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1376.85 / 150.00 = 930.381 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1376.85 = 4769.537 \text{ kN} \geq 930.381 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1291.492 + 930.381) = 1666.405 \text{ kN} \geq 979.472 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,500	100	1,371	1832.817	2940.818	1604.5

㉕ 철근비 검토

$A_s = 8923.200 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 128.80 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H29- 4.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 1588.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0070) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1500.0 \times 1000.0 = 34425000.0 \text{ N}$$

$$C_s = A_s \times f_y = 3569280.0 \text{ N}, C_s' = A_{sf} \times f_y = 635520.0 \text{ N}$$

$$X_p = (34425000.0 \times 750.00 + 3569280.0 \times 128.797 + 635520.0 \times 1420.000) / 38629800.0 \\ = 703.625 \text{ mm}$$

- 평형상태 계산

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 822.72 \text{ mm}, ab = k_1 \times c_b = 699.31 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 699313.609 = 16049.247 \text{ kN}, \sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}, \sum T_{si} = 3569.280 \text{ kN}$$

$$P_b = 16049.247 + 599.057 - 3569.280 = 13079.024 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 446.718 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 9650.360 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 737.850 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1604.534 \text{ mm})$$

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 382.66 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 325.26 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 325261.188 = 7464.744 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}, \sum T_{si} = 3569.280 \text{ kN}$$

$$P_n = 7464.744 + 599.057 - 3569.280 = 4494.521 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 540.995 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 7211.611 \text{ kN.m}$$

$$\text{- 편심오차 : } |e - M_n/P_n (= 1604.534)| = 0.0007 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$$

㉘ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$d_t = 1500.00 - 100.00 = 1400.000 \text{ mm}$$

$$c = 382.660 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 325.261 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1400.00 - 382.66) / 382.66 = 0.00798$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

㉙ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$$\text{Max } P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 30710.840 \text{ kN} \geq P_n = 4494.521 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.85 \times 4494.521 = 3820.343 \text{ kN} \geq P_u = 1832.817 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 1.605 = 6129.872 \text{ kN.m} \geq M_u = 2940.818 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

㉚ 전단에 대한 검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1371.20} = 968.353 \text{ kN} \\ < V_u (= 993.982 \text{ kN}) \therefore \text{전단보강 필요.}$$

$$\text{Req } A_v = (993.982 - 968.353) \times 300.00 / (400.0 \times 1371.20 \times \phi) = 18.691 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_v = 253.400 \text{ mm}^2 \text{ (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)}$$

$$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1371.20 / 300.00 = 463.284 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1371.20 = 4749.987 \text{ kN} \geq 463.284 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1291.138 + 463.284) = 1315.816 \text{ kN} \geq 993.982 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,500	80	1,420	1832.817	1408.977	768.7

㉟ 철근비 검토

$A_s = 1588.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 8923.200 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 128.80 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H29- 4.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0012) \leq \rho_{use} (= 0.0070) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K$

㊱ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1500.0 \times 1000.0 = 34425000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 635520.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 3569280.0 \text{ N}$

$X_p = (34425000.0 \times 750.00 + 635520.0 \times 80.000 + 3569280.0 \times 1371.203) / 38629800.0$
 $= 796.375 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 852.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 724.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 724200.000 = 16620.390 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 3364.493 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_b = 16620.390 + 3364.493 - 635.520 = 19349.363 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 341.525 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 8065.558 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($eb = M_b/P_b = 416.838 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 768.749 \text{ mm}$)

㊲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c' = 203.57 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 173.03 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 173031.082 = 3971.063 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 1761.690 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_n = 3971.063 + 1761.690 - 635.520 = 5097.234 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 709.859 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 3918.522 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 768.755)| = 0.0051 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㊳ 강도감소계수(ϕ) 산정

$dt = 1500.00 - 80.00 = 1420.000 \text{ mm}$

$c = 203.566 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 173.031 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1420.00 - 203.57) / 203.57 = 0.01793$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㊴ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 30710.840 \text{ kN} \geq P_n = 5097.234 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 5097.234 = 4332.649 \text{ kN} \geq P_u = 1832.817 \text{ kN} \therefore O.K$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.769 = 3330.721 \text{ kN.m} \geq M_u = 1408.977 \text{ kN.m} \therefore O.K$

㊵ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1420.00} = 1002.814 \text{ kN}$

$\geq V_u (= 993.982 \text{ kN})$, 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1300 \times 0.0020 = 2600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2648.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 상부슬래브 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1300 \times 0.0020 = 2600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1300 \times 0.0020 = 2600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2648.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1300 \times 0.0020 = 2600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2648.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1800.0 \text{ mm}^2 \leq 2648.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 하부슬래브 : 1경간(좌측)-배수구단면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1058 \times 0.0020 = 2116.0 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2648.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1058 \times 1000 = 1587.00 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1587.00 \text{ mm}^2 \leq 2648.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

6) 하부슬래브 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1300 \times 0.0020 = 2600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1800.0 \text{ mm}^2 \leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1300 \times 0.0020 = 2600.00 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2648.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 3310.7 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

8) 좌측벽체 : 상부_내측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1500 \times 0.0020 = 3000.00 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

9) 좌측벽체 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1500 \times 0.0020 = 3000.00 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

10) 좌측벽체 : 하부_내측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1500 \times 0.0020 = 3000.00 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

11) 우측벽체 : 상부_내측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1500 \times 0.0020 = 3000.00 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

12) 우측벽체 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1500 \times 0.0020 = 3000.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800)$$

$$\therefore 1800.0 \text{ mm}^2 \leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

13) 우측벽체 : 하부_내측

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1500 \times 0.0020 = 3000.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 11.7\text{EA} = 2317.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

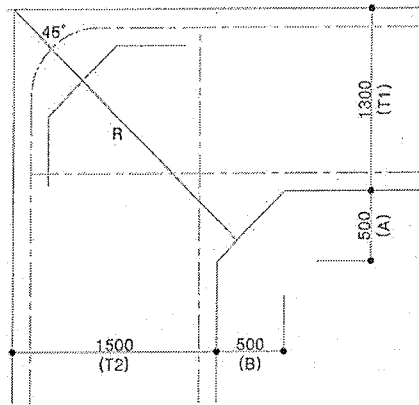
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800)$$

$$\therefore 1800.0 \text{ mm}^2 \leq 2317.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 1923.514 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 1923.514 \text{ kN.m}$

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 2333.452 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H29 @250 - 4EA = 2569.600 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total } A_{sb} = 2569.600 \text{ mm}^2$$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1923.51 \times 10^6}{2333.452^2 \times 1000} = 1.766 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 1923.51 \times 10^6}{2333.452 \times 180} = 9159.123 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 2569.600 \text{ mm}^2$$

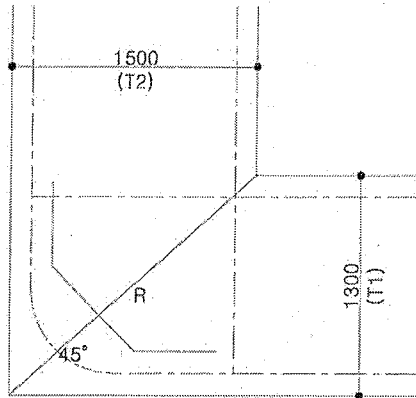
$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 9159.123 \text{ mm}^2 - 2569.600 \text{ mm}^2 \\ &= 6589.523 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = H25 - 8EA, H25 - 8EA$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 8107.200 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 6589.523 \text{ mm}^2) \longrightarrow \text{O.K !!!}$$

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 2161.691 \text{ kN.m}$
- 절정부 휨모멘트 : $M_o = 2161.691 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1984.943 \text{ mm}$$

■ 절정부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H32 @250 - 4EA = 3176.800 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 3176.800 \text{ mm}^2$$

- 절정부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2161.69 \times 10^6}{1984.943^2 \times 1000} = 2.743 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절정부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 2161.69 \times 10^6}{1984.943 \times 180} = 12100.491 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 3176.800 \text{ mm}^2$$

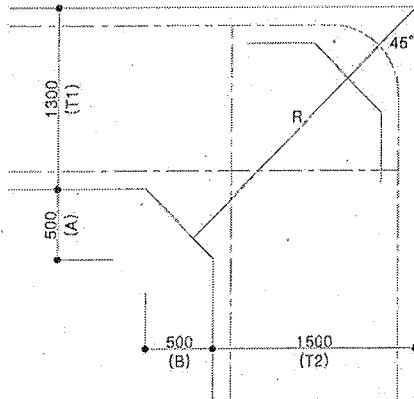
$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 12100.491 \text{ mm}^2 - 3176.800 \text{ mm}^2 \\ &= 8923.691 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = H29 - 8EA, H29 - 4EA, H25 - 4EA$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 9735.600 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 8923.691 \text{ mm}^2) \text{ -----> 0.K !!!}$$

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 1910.527 \text{ kN.m}$
- 절정부 휨모멘트 : $M_o = 1910.527 \text{ kN.m}$

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 2333.452 \text{ mm}$$

■ 절정부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H29 @250 - 4EA = 2569.600 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 2569.600 \text{ mm}^2$$

- 절정부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1910.53 \times 10^6}{2333.452^2 \times 1000} = 1.754 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절정부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 1910.53 \times 10^6}{2333.452 \times 180} = 9097.284 \text{ mm}^2$$

$$Asb = 2569.600 \text{ mm}^2$$

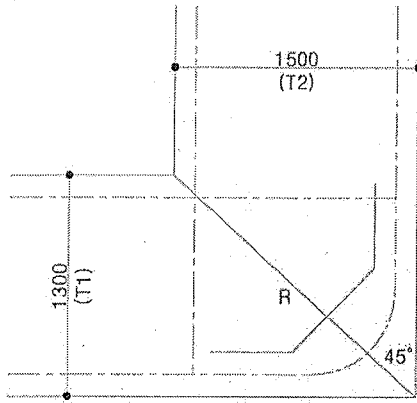
$$\begin{aligned} \text{Req'd As} &= As - Asb \\ &= 9097.284 \text{ mm}^2 - 2569.600 \text{ mm}^2 \\ &= 6527.684 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd As} = H25 - 8EA, H25 - 8EA$$

$$\therefore \text{Total As} = 8107.200 \text{ mm}^2 > \text{Req'd As} (= 6527.684 \text{ mm}^2) \longrightarrow \text{O.K !!!}$$

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 2153.983 \text{ kN.m}$
- 절정부 휨모멘트 : $M_o = 2153.983 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{T_1^2 + T_2^2} = 1984.943 \text{ mm}$$

■ 절정부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H32 @250 - 4EA = 3176.800 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total } A_{sb} = 3176.800 \text{ mm}^2$$

- 절정부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2153.98 \times 10^6}{1984.943^2 \times 1000} = 2.733 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절정부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 2153.98 \times 10^6}{1984.943 \times 180} = 12057.344 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 3176.800 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 12057.344 \text{ mm}^2 - 3176.800 \text{ mm}^2 \\ &= 8880.544 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = H29 - 8EA, H29 - 4EA, H25 - 4EA$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 9735.600 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 8880.544 \text{ mm}^2) \longrightarrow 0.K !!!$$

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	1 경간	좌측	1	1338	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	305.927	0.K	2.447
		중앙부	2	1187	H25 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	175.527	0.K	1.404
		우측	3	1338	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	311.888	0.K	2.495
상부슬래브	1 경간	좌측	4	1171	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	191.564	0.K	1.533
		좌측(배수구 단면)	4	1058	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	1207.200	0.K	9.66
		중앙부	5	1220	H29 - 8.0EA	125	160.632	0.K	1.285
		우측	6	1171	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	193.411	0.K	1.547
좌측벽체	1 층	상부	7	1538	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	203.757	0.K	1.630
		중앙부	8	1377	H29 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	125	205.353	0.K	1.643
		하부	9	1371	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	197.151	0.K	1.577
우측벽체	1 층	상부	10	1538	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	206.595	0.K	1.653
		중앙부	11	1377	H29 - 8.0EA + H22 - 4.0EA	125	204.964	0.K	1.640
		하부	12	1371	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	198.608	0.K	1.589

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1337.646 \times 1000000 / [7166.000 \times (1338.383 - 319.687/3)] \\ = 151.536 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 7166.000/1000.0 + 7 \times 7166.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1338.4)/(7 \times 7166.000)]} \\ = 319.687 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 7166.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 128.3 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2026.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 151.54) - 2.5 \times 85.50 = 305.93 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 151.54) = 415.74 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 305.93 mm를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 305.93 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1521.523 \times 1000000 / [6080.400 \times (1186.667 - 278.104/3)] \\ = 228.740 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 6080.400/1000.0 + 7 \times 6080.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1186.7)/(7 \times 6080.400)]} \\ = 278.104 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 6080.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 113.3 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 4053.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2026.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 25/2 = 67.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 228.74) - 2.5 \times 67.50 = 175.53 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 228.74) = 275.42 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 175.53 mm를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 175.53 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1322.478 \times 1000000 / [7166.000 \times (1338.383 - 319.687/3)]$$

$$= 149.818 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 7166.000/1000.0 + 7 \times 7166.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1338.4)/(7 \times 7166.000)]}$$

$$= 319.687 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 7166.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 128.3 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2026.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 149.82) - 2.5 \times 85.50 = 311.89 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 149.82) = 420.51 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 311.89 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 311.89 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1859.866 \times 1000000 / [8923.200 \times (1171.203 - 325.112/3)]$$

$$= 196.108 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 8923.200/1000.0 + 7 \times 8923.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1171.2)/(7 \times 8923.200)]}$$

$$= 325.112 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 8923.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 128.8 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 196.11) - 2.5 \times 84.00 = 191.56 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 196.11) = 321.25 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 191.56 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 191.56 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 하부슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 401.258 \times 1000000 / [8923.200 \times (958.000 - 289.076/3)]$$

$$= 52.189 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 8923.200/1000.0 + 7 \times 8923.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 958.0)/(7 \times 8923.200)]}$$

$$= 289.076 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 8923.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 52.19) - 2.5 \times 84.00 = 1298.95 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 52.19) = 1207.16 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1207.16 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1207.16 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1412.964 \times 1000000 / [5139.200 \times (1220.000 - 262.474/3)]$$

$$= 242.769 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 5139.200/1000.0 + 7 \times 5139.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1220.0)/(7 \times 5139.200)]}$$

$$= 262.474 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 5139.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 29/2 = 65.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 242.77) - 2.5 \times 65.50 = 160.63 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 242.77) = 259.51 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 160.63 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 160.63 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

6) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1851.350 \times 1000000 / [8923.200 \times (1171.203 - 325.112/3)]$$

$$= 195.210 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 8923.200/1000.0 + 7 \times 8923.200/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 1171.2/(7 \times 8923.200)}$$

$$= 325.112 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 8923.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 128.8 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H32 - 8.0 \text{ EA} (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 4.0 \text{ EA} (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 195.21) - 2.5 \times 84.00 = 193.41 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 195.21) = 322.73 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 193.41 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 193.41 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1923.514 \times 1000000 / [7166.000 \times (1538.383 - 345.885/3)]$$

$$= 188.620 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 7166.000/1000.0 + 7 \times 7166.000/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 1538.4/(7 \times 7166.000)}$$

$$= 345.885 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 7166.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 128.3 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29 - 8.0 \text{ EA} (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H25 - 4.0 \text{ EA} (= 2026.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 188.62) - 2.5 \times 85.50 = 203.76 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 188.62) = 334.01 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 203.76 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 203.76 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1598.103 \times 1000000 / [6687.600 \times (1376.847 - 315.265/3)]$$

$$= 187.901 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 6687.600/1000.0 + 7 \times 6687.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1376.8)/(7 \times 6687.600)]}$$

$$= 315.265 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 6687.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 123.2 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H22} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 1548.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 187.90) - 2.5 \times 85.50 = 205.35 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 187.90) = 335.28 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 205.35 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 205.35 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2161.691 \times 1000000 / [8923.200 \times (1371.203 - 356.105/3)]$$

$$= 193.417 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 8923.200/1000.0 + 7 \times 8923.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1371.2)/(7 \times 8923.200)]}$$

$$= 356.105 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 8923.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 128.8 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 193.42) - 2.5 \times 84.00 = 197.15 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 193.42) = 325.72 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 197.15 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 197.15 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

10) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1910.527 \times 1000000 / [7166.000 \times (1538.383 - 345.885/3)]$$

$$= 187.346 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 7166.000/1000.0 + 7 \times 7166.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1538.4)/(7 \times 7166.000)]}$$

$$= 345.885 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 7166.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 128.3 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 4.0 \text{ EA} (= 2026.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 187.35) - 2.5 \times 85.50 = 206.60 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 187.35) = 336.28 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 206.60 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 206.60 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

11) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1599.586 \times 1000000 / [6687.600 \times (1376.847 - 315.265/3)]$$

$$= 188.076 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 6687.600/1000.0 + 7 \times 6687.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1376.8)/(7 \times 6687.600)]}$$

$$= 315.265 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 6687.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 123.2 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H22} - 4.0 \text{ EA} (= 1548.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 188.08) - 2.5 \times 85.50 = 204.96 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 188.08) = 334.97 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 204.96 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 204.96 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

12) 우측벽체 하부 외측

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 2153.983 \times 1000000 / [8923.200 \times (1371.203 - 356.105/3)] \\ = 192.727 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 8923.200/1000.0 + 7 \times 8923.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1371.2)/(7 \times 8923.200)]} \\ = 356.105 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 8923.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 128.8 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA} (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 192.73) - 2.5 \times 84.00 = 198.61 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 192.73) = 326.89 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 198.61 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 198.61 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

(2) 처짐검토

■ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : $L = 10.900 \text{ m}$
- $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 부재두께(T) = 1.30 m

■ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 ($f_y = 400 \text{ MPa}$ 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 바
1방향 슬래브	$l / 20$	$l / 24$	$l / 28$	$l / 10$
1보	$l / 16$	$l / 18.5$	$l / 21$	$l / 8$

$$T_{min} = L / 28$$

$$T = 10.900 / 28$$

$$T = 0.389 \text{ m} < 1.300 \text{ m} \text{ -----} \rightarrow \text{O.K}$$

19. 기초 지지력 검토

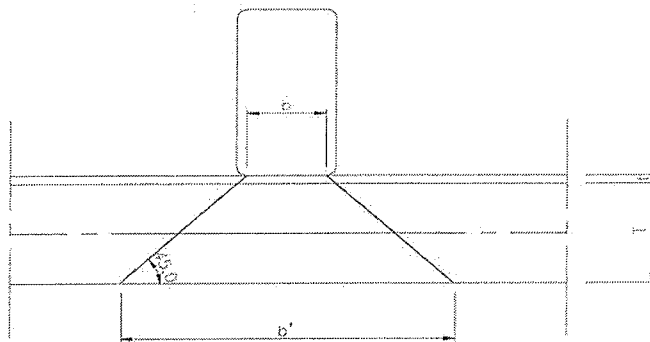
(1) 하중산정

1) 고정하중

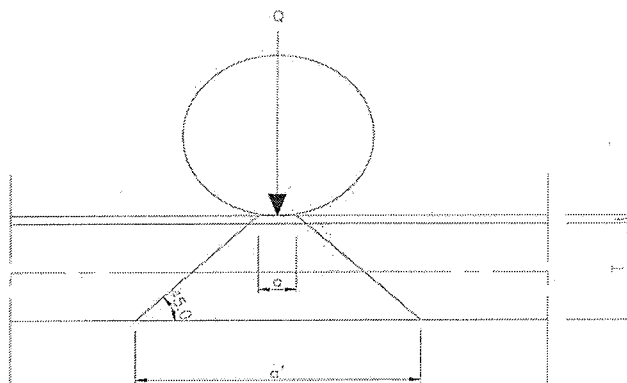
- 구체자중 = $1130.250 / 12.400 = 91.149 \text{ kN/m}^2$
- 상부연직하중 = 149.804 kN/m^2 (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = $0.04 \times 23.00 = 0.920 \text{ kN/m}^2$

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m^2
- 상재활하중 = 0.000 kN/m^2
- 암거 내부 활하중



$$\begin{aligned}
 t &= 40 \text{ mm} \text{ (암거내부 포장두께)} \\
 T &= 1300 \text{ mm} \text{ (하부 슬래브 두께)} \\
 b' &= 0.500 + 2 \times (1.300 + 0.040) \times \cot 45^\circ \\
 &= 3.180 \text{ m}
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 a' &= 0.200 + 2 \times (1.300 + 0.040) \times \cot 45^\circ \\
 &= 2.880 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$Q_z = 96.0 / (3.180 \times 2.880) = 10.482 \text{ kN/m}^2$$

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= 91.15 + 149.80 + 15.00 + 0.92 + 10.48 \\ &= 267.355 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2) 지반의 허용연직지지력

$$Q_a = 818.20 \text{ kN/m}^2 \geq Q_{\max} = 267.355 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

19.1 부력검토

1. 원공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL, -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	: 12.400 × 1.300 × 25.000	= 403.000 kN/m
- 하부슬래브	: 12.400 × 1.300 × 25.000	= 403.000 kN/m
- 벽체	: 1.500 × 2.970 × 25.000 × 2	= 222.750 kN/m
	: 1.500 × 2.970 × 25.000 × 2	= 222.750 kN/m
- 현치	: 0.125 × 2 × 25.000	= 6.250 kN/m
- 포장	: 7.400 × 0.040 × 23.000	= 6.808 kN/m
- 전단키	: 0.000 × 0.000 × 25.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 토사(수위 이상)	: 12.400 × 1.000 × 19.000	= 235.600 kN/m
- 토사(수위 이하)	: 12.400 × 6.901 × 10.000	= 855.724 kN/m
- 수직수압	: 12.400 × 6.901 × 10.000	= 855.724 kN/m
$\therefore \Sigma$		= 3211.606 kN/m

(2) 측면마찰력

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

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

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

① 지하수위 이상

$$\begin{aligned} F1 &= K_u \times \gamma_t \times D1^2 \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 3.458 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F2 &= K_u \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma_t + D2^2 \times \gamma_{\text{sub}}) \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 6.901 \times 19.000 + 6.901^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 134.392 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Sigma = 3.458 + 134.392 = 137.849 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 3211.606 + 137.849 = 3349.455 \text{ kN/m}$$

2) 부력

$$\begin{aligned} U &= B \times h_s \times \gamma_w \text{ (여기서, } h_s \text{ = 지하수위 심도)} \\ &= 12.400 \times 15.441 \times 10.000 \\ &= 1914.684 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) 안정검토

$$\begin{aligned} F_s &= R / U \\ &= 3349.455 / 1914.684 \\ &= 1.749 > 1.05 \quad \therefore \text{OK} \rightarrow \text{부력안전성 확보} \end{aligned}$$

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -13.7 m (보링주상도 NBB-6 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	: 12.400 × 1.300 × 25.000	= 403.000 kN/m
- 하부슬래브	: 12.400 × 1.300 × 25.000	= 403.000 kN/m
- 벽체	: 1.500 × 2.970 × 25.000 × 2	= 222.750 kN/m
	: 1.500 × 2.970 × 25.000 × 2	= 222.750 kN/m
- 현치	: 0.125 × 2 × 25.000	= 6.250 kN/m
- 포장	: 7.400 × 0.040 × 23.000	= 6.808 kN/m
- 전단키	: 0.000 × 0.000 × 25.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 토사(수위 이상)	: 12.400 × 13.700 × 19.000	= 3227.720 kN/m
- 토사(수위 이하)	: 12.400 × -5.799 × 10.000	= -719.076 kN/m
- 수직수압	: 12.400 × -5.799 × 10.000	= -719.076 kN/m
$\therefore \Sigma$		= 3054.126 kN/m

(2) 측면마찰력

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

※ 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

$$\begin{aligned} F_1 &= K_u \times \gamma_t \times D_1^2 \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times 19.000 \times 13.700^2 \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 648.979 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F_2 &= K_u \times (2 \times D_1 \times D_2 \times \gamma_t + D_2^2 \times \gamma_{\text{sub}}) \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times (2 \times 13.700 \times -5.799 \times 19.000 + -5.799^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= -488.207 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Sigma = 648.979 + -488.207 = 160.772 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 3054.126 + 160.772 = 3214.898 \text{ kN/m}$$

2) 부력

$$\begin{aligned} U &= B \times h_s \times \gamma_w \text{ (여기서, } h_s = \text{지하수위 심도)} \\ &= 12.400 \times 2.741 \times 10.000 \\ &= 339.884 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) 안정검토

$$\begin{aligned} F_s &= R / U \\ &= 3214.898 / 339.884 \\ &= 9.459 > 1.20 \quad \therefore \text{OK} \rightarrow \text{부력안전성 확보} \end{aligned}$$

2. 시공중 부력검토

■ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 $F_s = 1.1$ (R/B)

일반적으로 굴착지면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{403.000}{12.400 \times 10.000 \times 1.100} = 2.955 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.955 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{625.750}{12.400 \times 10.000 \times 1.100} = 4.588 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.588 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{632.000}{12.400 \times 10.000 \times 1.100} = 4.633 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.633 m 이하유지

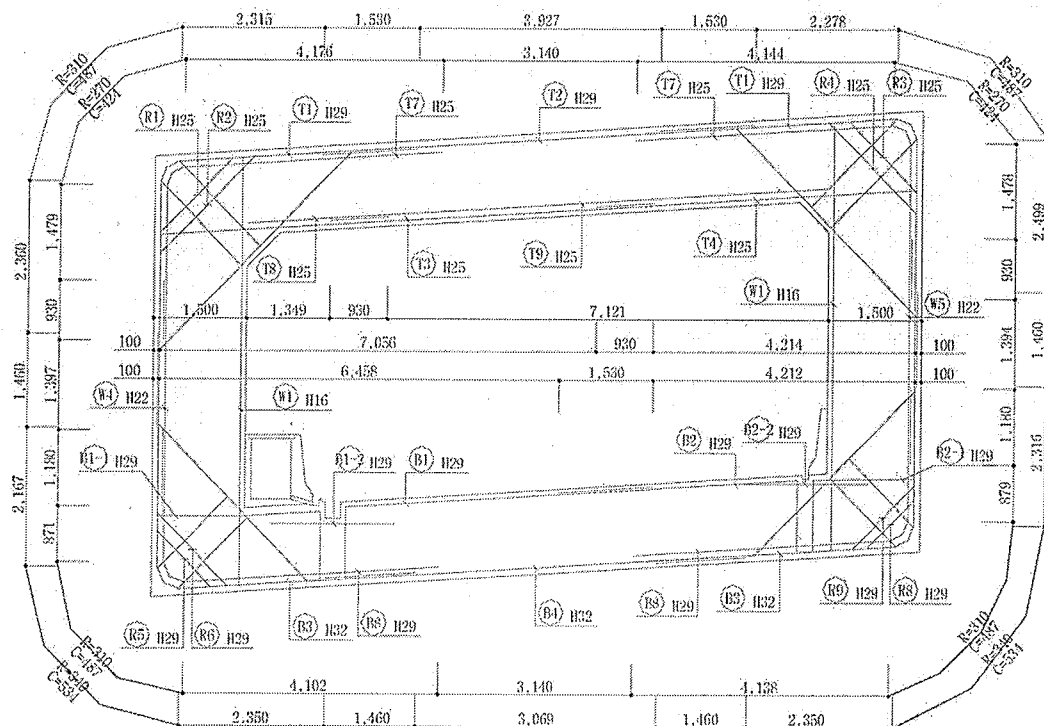
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{1257.750}{12.400 \times 10.000 \times 1.100} = 9.221 \text{ m}$$

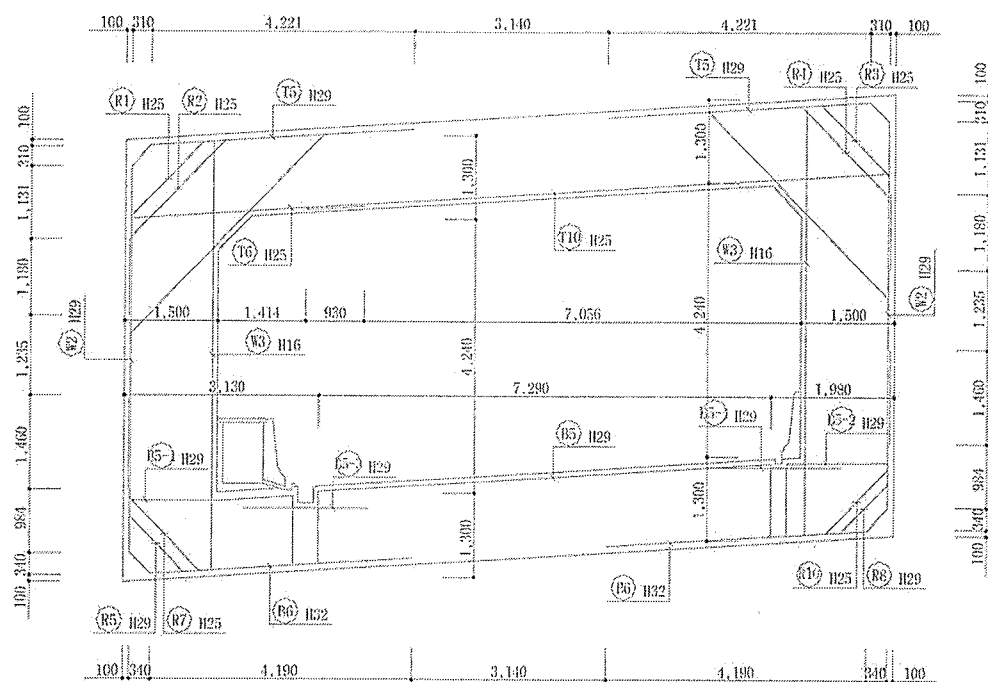
∴ 구조물 저면으로 부터 9.221 m 이하유지

20. 주철근 조립도

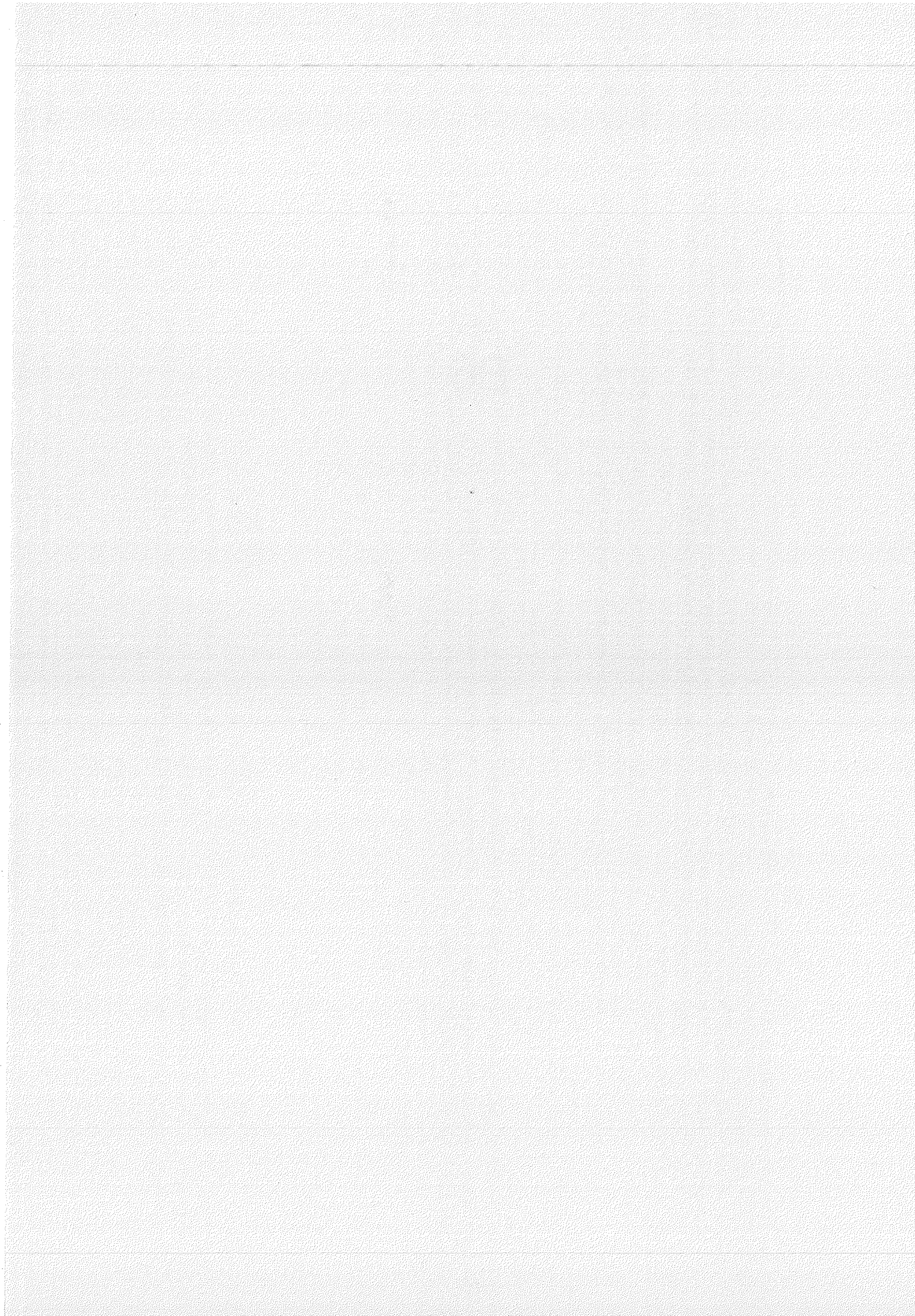
CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



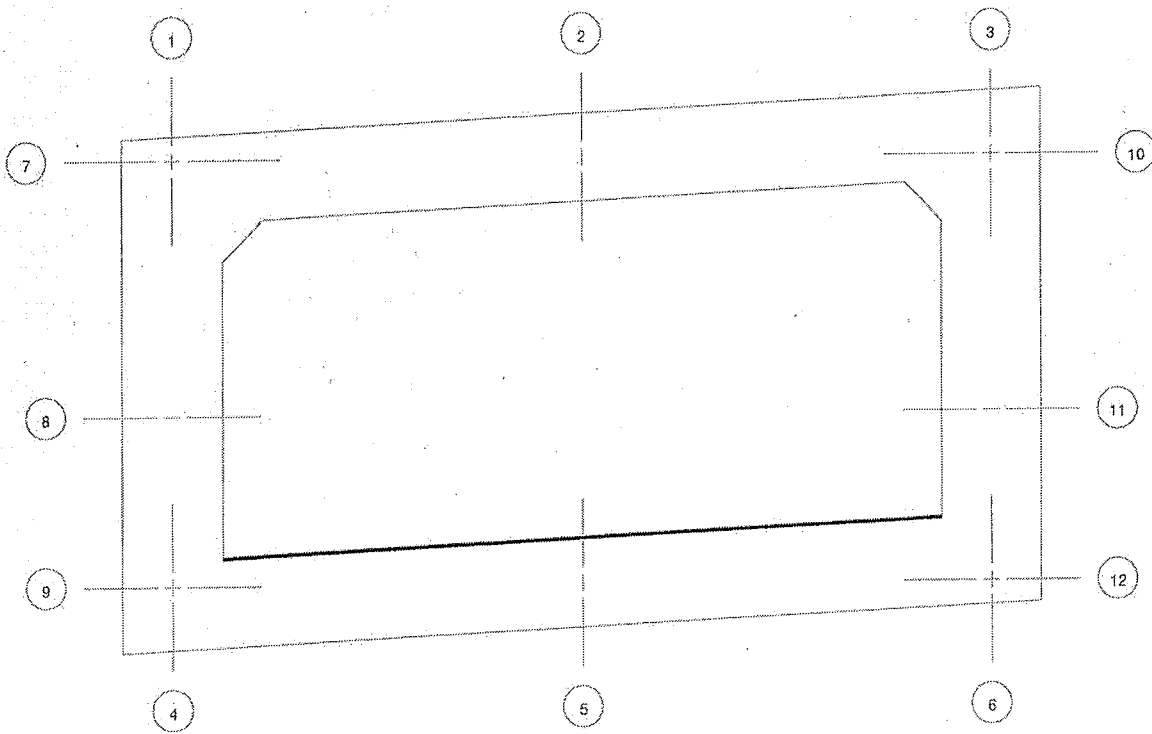
B6



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. 절점부 검토
 18. 사용성 검토
 19. 기초 지지력 검토
 20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 형 설계

구분	부재 위치		b	d	Mu	Φ Mn	req'd As	BAR	use'd As	S.F	
			mm	mm	kN.m	kN.m	mm ²		mm ²		
상부슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1000	1167	1251.70	1760.64	3233.65	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.41
		좌측 (하면)	1	1000	1020	503.93	690.72	1471.35	H25 - 4.0EA	2026.80	1.37
		중앙부	2	1000	1020	1285.62	1357.10	3832.58	H25 - 8.0EA	4053.60	1.06
		우측 (상면)	3	1000	1167	1239.78	1760.64	3202.08	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.42
		우측 (하면)	3	1000	1020	503.93	690.72	1471.35	H25 - 4.0EA	2026.80	1.37
하부슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	1000	1020	636.61	1357.10	1865.41	H25 - 8.0EA	4053.60	2.13
		좌측 (하면)	4	1000	1000	1744.43	2040.61	5383.22	H32 - 8.0EA	6353.60	1.17
		좌측(배수구 단면)	4	1000	854	423.54	1509.20	1684.9	H32 - 8.0EA	6353.60	3.56
		중앙부	5	1000	1020	1260.80	1357.10	3756.07	H25 - 8.0EA	4053.60	1.08
		우측 (상면)	6	1000	1020	636.61	1357.10	1865.41	H25 - 8.0EA	4053.60	2.13
		우측 (하면)	6	1000	1000	1737.49	2040.61	5360.70	H32 - 8.0EA	6353.60	1.17
좌측벽체	1 층	상부 (외측)	7	1000	1367	1777.79	3354.61	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6185.20	1.89
		상부 (내측)	7	1000	1220	539.13	4377.88	-	H16 - 8.0EA	6185.20	8.12
		중앙부 (외측)	8	1000	1200	1458.75	3218.88	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6185.20	2.21
		중앙부 (내측)	8	1000	1220	56.31	973.57	-	H16 - 8.0EA	6185.20	17.29
		하부 (외측)	9	1000	1200	1987.31	3732.90	-	H32 - 8.0EA	7942.40	1.88
		하부 (내측)	9	1000	1220	606.89	4514.88	-	H16 - 8.0EA	7942.40	7.44
우측벽체	1 층	상부 (외측)	10	1000	1367	1767.65	3365.32	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6185.20	1.90
		상부 (내측)	10	1000	1220	539.13	4377.88	-	H16 - 8.0EA	6185.20	8.12
		중앙부 (외측)	11	1000	1200	1459.93	3870.87	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	7335.20	2.65
		중앙부 (내측)	11	1000	1220	56.31	986.70	-	H16 - 8.0EA	7335.20	17.52
		하부 (외측)	12	1000	1200	1980.91	3738.00	-	H32 - 8.0EA	7942.40	1.89
		하부 (내측)	12	1000	1220	606.89	4514.88	-	H16 - 8.0EA	7942.40	7.44

■ 수평철근 검토

구분		부재 위치		단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1800.0	1986.0	0.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	1986.0	0.K	-	-	-
		우측 (하면)	3	1800.0	1986.0	0.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	1800.0	1986.0	0.K	1650.0	1986.0	0.K
		좌측 (배수구단면)	4	1708.0	1986.0	0.K	1281.0	1986.0	0.K
		중앙부	5	1800.0	1986.0	0.K	1650.0	1986.0	0.K
		우측 (하면)	6	1800.0	1986.0	0.K	1650.0	1986.0	0.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1800.0	1986.0	0.K	1800.0	1986.0	0.K
		중앙부	8	1800.0	1986.0	0.K	1800.0	1986.0	0.K
		하부	9	1800.0	1986.0	0.K	1800.0	1986.0	0.K
우측 벽체	1 층	상부	10	1800.0	1986.0	0.K	1800.0	1986.0	0.K
		중앙부	11	1800.0	1986.0	0.K	1800.0	1986.0	0.K
		하부	12	1800.0	1986.0	0.K	1800.0	1986.0	0.K

■ 전단철근 검토

구조재 설계기준												
구분	부재 위치			ϕV_c	V_u	ϕV_n	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	649.5	737.6	1156.32	2.00	44.06	H13	150	253.40	0.K
		중앙부	2	662.5	189.6	920.98	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		우측	3	649.5	737.6	1156.32	2.00	44.06	H13	150	253.40	0.K
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	662.5	811.2	1179.45	2.00	72.87	H13	150	253.40	0.K
		좌측 (배수구단면)	4	489.7	783.7	871.86	2.00	194.90	H13	150	253.40	0.K
		중앙부	5	662.5	235.6	920.98	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		우측	6	662.5	811.0	1179.45	2.00	72.79	H13	150	253.40	0.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	824.7	284.0	1128.75	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		중앙부	8	829.4	547.3	1133.43	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		하부	9	832.5	501.7	1136.62	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
우측 벽체	1 층	상부	10	824.7	284.0	1128.75	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		중앙부	11	829.4	547.3	1133.43	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		하부	12	832.5	501.7	1136.62	2.00	-	H13	300	253.40	0.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	1 경간	좌측	1	1167	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	257.730	0.K	2.062
		중앙부	2	1020	H25 - 8.0EA	125	161.904	0.K	1.295
		우측	3	1167	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	261.984	0.K	2.096
하부슬래브	1 경간	좌측	4	1000	H32 - 8.0EA	125	161.334	0.K	1.291
		좌측(배수구 단면)	4	854	H32 - 8.0EA	125	955.800	0.K	7.65
		중앙부	5	1020	H25 - 8.0EA	125	171.112	0.K	1.369
		우측	6	1000	H32 - 8.0EA	125	162.646	0.K	1.301
좌측벽체	1 층	상부	7	1367	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	171.153	0.K	1.369
		중앙부	8	1200	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	177.042	0.K	1.416
		하부	9	1200	H32 - 8.0EA	125	181.859	0.K	1.455
우측벽체	1 층	상부	10	1367	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	173.193	0.K	1.386
		중앙부	11	1200	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	274.505	0.K	2.196
		하부	12	1200	H32 - 8.0EA	125	182.972	0.K	1.464

2. 설계조건

1) 구조형식

- 지중 1 런 Ramp B BOX (내공 : 9.4M × 4.24M, 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 (∵ 토표 : 4.380 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) = $1 - \sin \phi = 0.500$

9) 설계방법

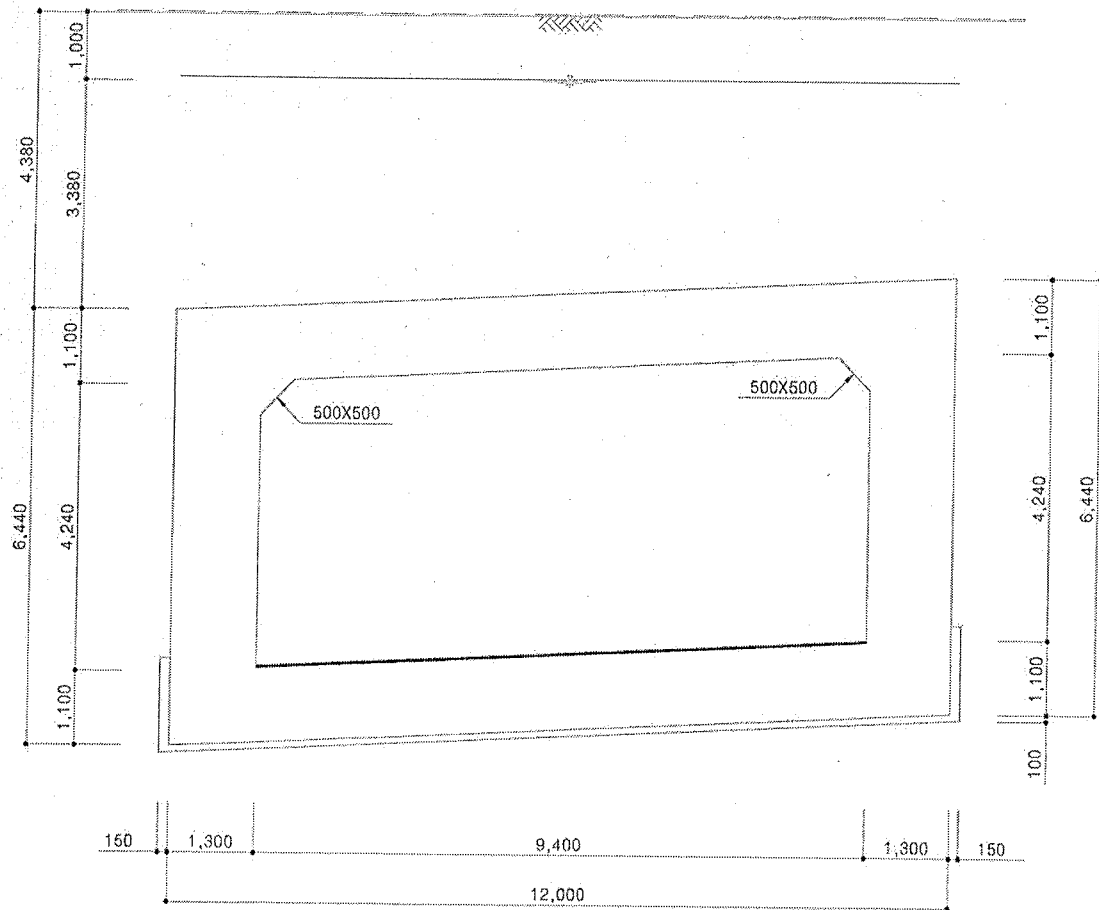
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

- 10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단면 가정

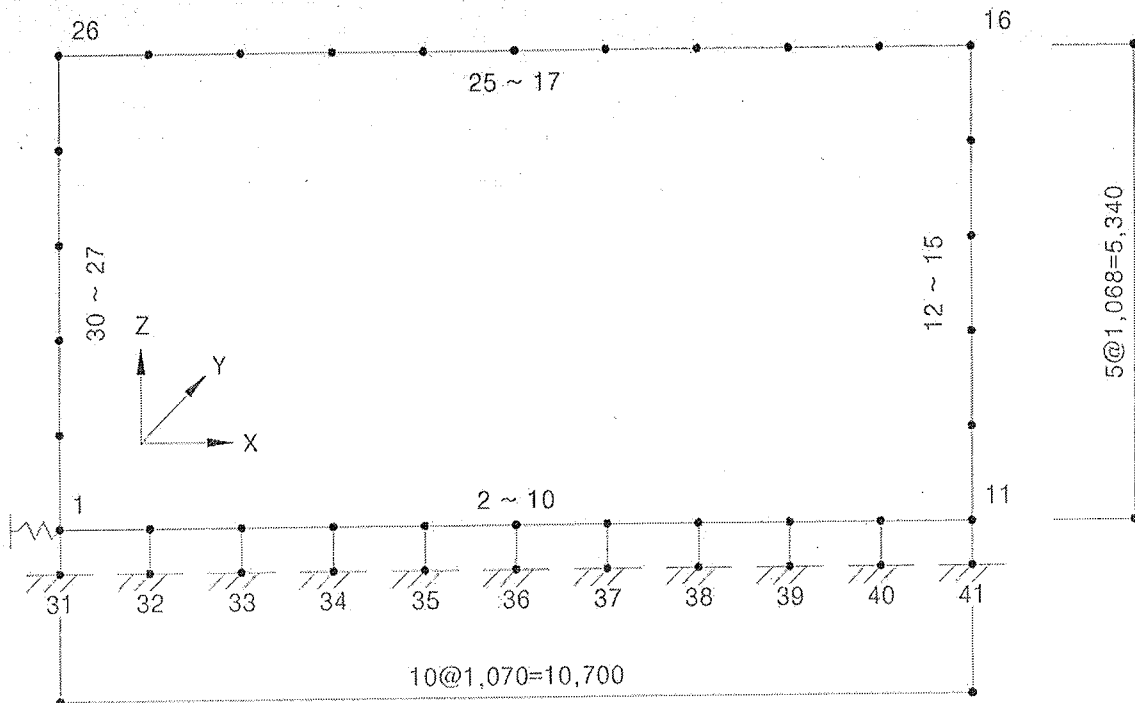


4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

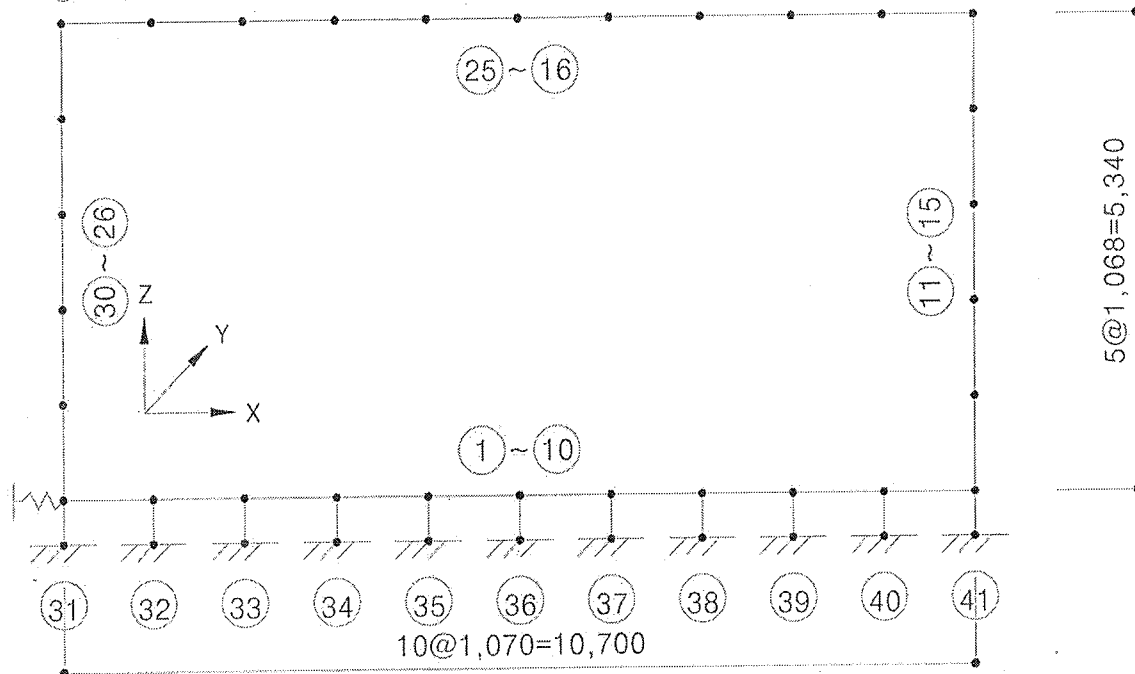
1) Modeling

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 NLink요소로 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

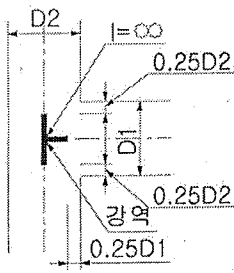
NO	A (m ²)	I (m ⁴)	부 재
1	1.100 × 1.000 = 1.100	0.11092	1~10, 16~25
2	1.300 × 1.000 = 1.300	0.18308	11~15, 26~30

3) 단면좌표

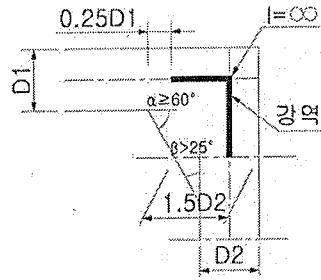
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	22	4.280	5.840
2	1.070	0.500	23	3.210	5.840
3	2.140	0.500	24	2.140	5.840
4	3.210	0.500	25	1.070	5.840
5	4.280	0.500	26	0.000	5.840
6	5.350	0.500	27	0.000	4.772
7	6.420	0.500	28	0.000	3.704
8	7.490	0.500	29	0.000	2.636
9	8.560	0.500	30	0.000	1.568
10	9.630	0.500	31	0.000	0.000
11	10.700	0.500	32	1.070	0.000
12	10.700	1.568	33	2.140	0.000
13	10.700	2.636	34	3.210	0.000
14	10.700	3.704	35	4.280	0.000
15	10.700	4.772	36	5.350	0.000
16	10.700	5.840	37	6.420	0.000
17	9.630	5.840	38	7.490	0.000
18	8.560	5.840	39	8.560	0.000
19	7.490	5.840	40	9.630	0.000
20	6.420	5.840	41	10.700	0.000
21	5.350	5.840			

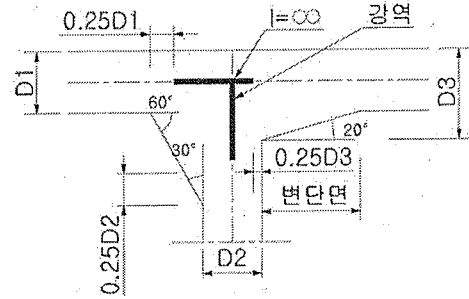
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 26 지정 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1300 / 2 + 500 - (1100 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(2) 26 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1100 / 2 + 500 - (1300 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(3) 16 지정 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1300 / 2 + 500 - (1100 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(4) 16 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1100 / 2 + 500 - (1300 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(5) 1 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1300 / 2 - 0.25 \times 1100 = 375 \text{ mm}$$

(6) 1 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1100 / 2 - 0.25 \times 1300 = 225 \text{ mm}$$

(7) 11 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1300 / 2 - 0.25 \times 1100 = 375 \text{ mm}$$

(8) 11 지정 - 슬래브 벽체 연결부

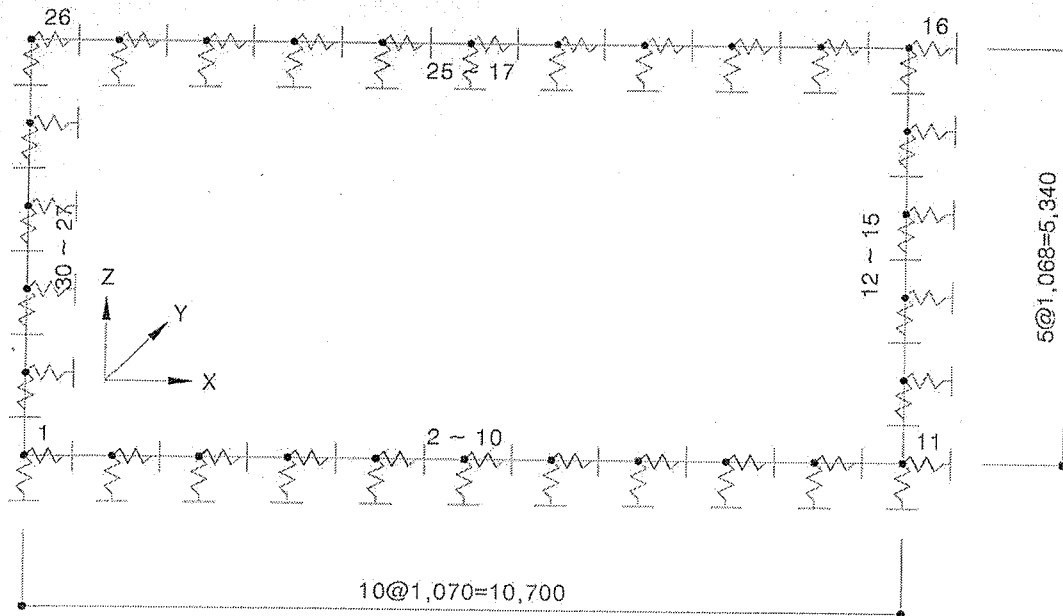
$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1100 / 2 - 0.25 \times 1300 = 225 \text{ mm}$$

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

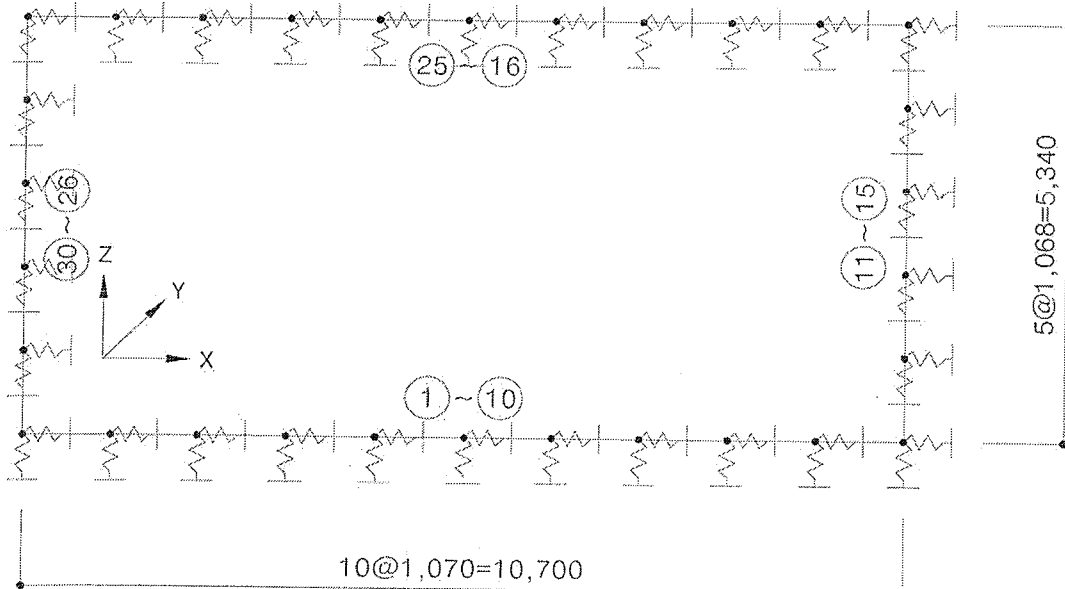
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도 이고 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

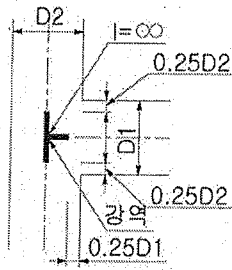
NO	A (m ²)	I (m ⁴)	부 재
1	1.100 × 1.000 = 1.100	0.11092	1~10, 16~25
2	1.300 × 1.000 = 1.300	0.18308	11~15, 26~30

3) 단면좌표

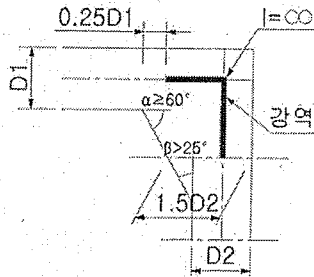
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	16	10.700	5.340
2	1.070	0.000	17	9.630	5.340
3	2.140	0.000	18	8.560	5.340
4	3.210	0.000	19	7.490	5.340
5	4.280	0.000	20	6.420	5.340
6	5.350	0.000	21	5.350	5.340
7	6.420	0.000	22	4.280	5.340
8	7.490	0.000	23	3.210	5.340
9	8.560	0.000	24	2.140	5.340
10	9.630	0.000	25	1.070	5.340
11	10.700	0.000	26	0.000	5.340
12	10.700	1.068	27	0.000	4.272
13	10.700	2.136	28	0.000	3.204
14	10.700	3.204	29	0.000	2.136
15	10.700	4.272	30	0.000	1.068

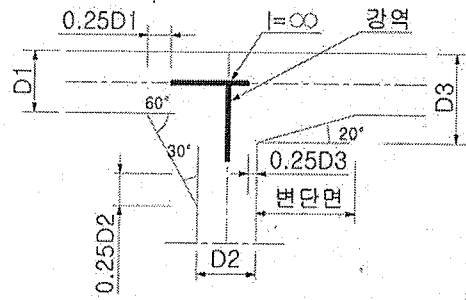
8) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 26 지정 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1300 / 2 + 500 - (1100 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(2) 26 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1100 / 2 + 500 - (1300 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(3) 16 지정 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1300 / 2 + 500 - (1100 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(4) 16 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1100 / 2 + 500 - (1300 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(5) 1 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1300 / 2 - 0.25 \times 1100 = 375 \text{ mm}$$

(6) 1 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1100 / 2 - 0.25 \times 1300 = 225 \text{ mm}$$

(7) 11 지정 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1300 / 2 - 0.25 \times 1100 = 375 \text{ mm}$$

(8) 11 지정 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1100 / 2 - 0.25 \times 1300 = 225 \text{ mm}$$

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 = E_0 의 산정방법에 대한 보정계수

E_0 = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (K_v)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

여기서,

$$K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

E_0 : 지반탄성계수 (kN/m^2)

$\alpha = 1$

$E_0 = 28000.00 \text{ kN/m}^2$ (지반보고서 참조)

$$B_v = \sqrt{B \times B} = \sqrt{12.000 \times 12.000} = 12.00 \text{ m (L > B)}$$

$$K_{v0} = 1 / 0.3 \times 1 \times 28000 = 93330.00 \text{ kN/m}^3$$

$$K_v = 93330.000 \times (12.000 / 0.3)^{-3/4} = 5867.81 \text{ kN/m}^3$$

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.300/2 + 1.070/2) = 6953 \text{ kN/m}$	1,11
Kv2	$K_v \times (1.070/2 + 1.070/2) = 6279 \text{ kN/m}$	2~10
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	6

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 퇴적토 (EL. : 12.755 ~ -0.260, N=15)

① 기능수행 수준

$$\begin{aligned}
 - V_0 \text{ (초기상태 전단파 속도)} &= 80 \times N^{1/3} = 80 \times 15^{1/3} = 197.3 \text{ m/sec} \\
 - V_s \text{ (기능수행수준의 전단파 속도)} &= 1.0 \times V_0 = 1.0 \times 197.3 = 197.3 \text{ m/sec} \\
 - G_d \text{ (전단탄성계수)} &= w / g \times V_s^2 \quad (w : \text{흙의 단위중량}, g : \text{중력계수}) \\
 &= 20 / 9.810 \times 197.3^2 = 79362.0 \text{ kN/m}^2 \\
 - E_d \text{ (탄성계수)} &= 2 \times (1 + \nu) \times G_d \quad (\nu : \text{흙의 포아송 비}) \\
 &= 2 \times (1 + 0.32) \times 79362.0 = 209515.7 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

② 붕괴방지 수준

$$\begin{aligned}
 - V_0 \text{ (초기상태 전단파 속도)} &= 80 \times N^{1/3} = 80 \times 15^{1/3} = 197.3 \text{ m/sec} \\
 - V_s \text{ (붕괴방지수준의 전단파 속도)} &= 0.8 \times V_0 = 0.8 \times 197.3 = 157.8 \text{ m/sec} \\
 - G_d \text{ (전단탄성계수)} &= w / g \times V_s^2 \quad (w : \text{흙의 단위중량}, g : \text{중력계수}) \\
 &= 20.0 / 9.810 \times 157.8^2 = 50766.0 \text{ kN/m}^2 \\
 - E_d \text{ (탄성계수)} &= 2 \times (1 + \nu) \times G_d \quad (\nu : \text{흙의 포아송 비}) \\
 &= 2 \times (1 + 0.32) \times 50766.0 = 134022.2 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층, 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned}
 B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(12.000 \times 12.000)} = 12.000 \text{ m} \\
 K_{v0} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 209515.7 = 1396771.33 \text{ kN/m}^3 \\
 K_v &= 1396771.330 \times (12.000 / 0.3)^{-3/4} = 87817.35 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 87817.350 = 29272.45 \text{ kN/m}^3$$

(2) 하부슬래브 : 제2토층, 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned}
 B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(12.000 \times 12.000)} = 12.000 \text{ m} \\
 K_{v0} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 209515.7 = 1396771.33 \text{ kN/m}^3 \\
 K_v &= 1396771.330 \times (12.000 / 0.3)^{-3/4} = 87817.35 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 87817.350 = 29272.45 \text{ kN/m}^3$$

(3) 측벽 : 제2토층, 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned}
 B_v &= \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(6.440 \times 6.440)} = 6.440 \text{ m} \\
 K_{h0} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 209515.7 = 1396771.33 \text{ kN/m}^3 \\
 K_h &= 1396771.330 \times (6.440 / 0.3)^{-3/4} = 140056.04 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 140056.040 = 46685.35 \text{ kN/m}^3$$

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.070/2 + 1.070/2) = 93965 \text{ kN/m}$	17~25
Ksb1	$K_{sb} \times (1.070/2 + 1.070/2) = 31322 \text{ kN/m}$	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	$K_h \times (1.068/2 + 1.068/2) = 149580 \text{ kN/m}$	12~15, 27~30
Kss1	$K_{ss} \times (1.068/2 + 1.068/2) = 49860 \text{ kN/m}$	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.070/2 + 1.070/2) = 93965 \text{ kN/m}$	2~10
Ksb1	$K_{sb} \times (1.070/2 + 1.070/2) = 31322 \text{ kN/m}$	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.300/2 + 1.070/2) = 104064 \text{ kN/m}$	1.11
Ksb1	$K_h \times (1.068/2 + 1.100/2) = 151821 \text{ kN/m}$	
Kv2	$K_v \times (1.070/2 + 1.300/2) = 104064 \text{ kN/m}$	16, 26
Ksb2	$K_h \times (1.068/2 + 1.100/2) = 151821 \text{ kN/m}$	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned}
 B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(12.000 \times 12.000)} = 12.000 \text{ m} \\
 K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 134022.2 = 893481.33 \text{ kN/m}^3 \\
 K_v &= 893481.330 \times (12.000 / 0.3)^{-3/4} = 56174.66 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 56174.660 = 18724.89 \text{ kN/m}^3$$

(2) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned}
 B_v &= \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(12.000 \times 12.000)} = 12.000 \text{ m} \\
 K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 134022.2 = 893481.33 \text{ kN/m}^3 \\
 K_v &= 893481.330 \times (12.000 / 0.3)^{-3/4} = 56174.66 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 56174.660 = 18724.89 \text{ kN/m}^3$$

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned}
 B_v &= \sqrt{(H \times H)} = \sqrt{(6.440 \times 6.440)} = 6.440 \text{ m} \\
 K_{ho} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 134022.2 = 893481.33 \text{ kN/m}^3 \\
 K_h &= 893481.330 \times (6.440 / 0.3)^{-3/4} = 89590.51 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 89590.510 = 29863.50 \text{ kN/m}^3$$

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.070/2 + 1.070/2) = 60107 \text{ kN/m}$	17~25
Ksb1	$K_{sb} \times (1.070/2 + 1.070/2) = 20036 \text{ kN/m}$	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	$K_h \times (1.068/2 + 1.068/2) = 95683 \text{ kN/m}$	12~15, 27~30
Kss1	$K_{ss} \times (1.068/2 + 1.068/2) = 31894 \text{ kN/m}$	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.070/2 + 1.070/2) = 60107 \text{ kN/m}$	2~10
Ksb1	$K_{sb} \times (1.070/2 + 1.070/2) = 20036 \text{ kN/m}$	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.300/2 + 1.070/2) = 66567 \text{ kN/m}$	1, 11
Ksb1	$K_h \times (1.068/2 + 1.100/2) = 97116 \text{ kN/m}$	
Kv2	$K_v \times (1.070/2 + 1.300/2) = 66567 \text{ kN/m}$	16, 26
Ksb2	$K_h \times (1.068/2 + 1.100/2) = 97116 \text{ kN/m}$	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	준 재현주기	성능기	기 능 수 행	봉 과 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

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 토사지 반 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 C_a , C_v

지역계수	지반종류	지진계수	
		C_a	C_v
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 (K_H)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : $K_H = I \times C_a = 0.57 \times 0.13 = 0.074$
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : $K_H = I \times C_a = 1.40 \times 0.13 = 0.182$

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.040×23.00	= 0.920 kN/m ²
- 토 사	: 4.340×19.00	= 82.460 kN/m ²
∴ Total Wd1		= 83.380 kN/m ²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.040×23.00	= 0.920 kN/m ²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.960×19.00	= 18.240 kN/m ²
- 흙(지하수위 이하)	: 3.380×10.00	= 33.800 kN/m ²
∴ Total Wd2		= 52.960 kN/m ²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(0.m)	도로면의 활하중 (kN/m ²)	토피고(0.m)	도로면의 활하중 (kN/m ²)
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 (W11) - 토피 4.380m

$$- W11 = 15.000 \text{ kN/m}^2$$

② 측벽에 작용하는 하중 (W12)

$$- W12 = 15.000 \times 0.500 = 7.500 \text{ kN/m}^2$$

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

$$\begin{aligned}
 Wh1 &= (0.040 \times 23.000 + 4.890 \times 19.000) \times 0.500 &= 46.915 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh2 &= 46.915 + 1.068 \times 19.000 \times 0.500 &= 57.061 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh3 &= 57.061 + 1.068 \times 19.000 \times 0.500 &= 67.207 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh4 &= 67.207 + 1.068 \times 19.000 \times 0.500 &= 77.353 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh5 &= 77.353 + 1.068 \times 19.000 \times 0.500 &= 87.499 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh6 &= 87.499 + 1.068 \times 19.000 \times 0.500 &= 97.645 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

$$\begin{aligned}
 Wh1 &= (0.040 \times 23.000 + 0.960 \times 19.000 + 3.930 \times 10.000) &= 29.230 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh2 &= 29.230 + 1.068 \times 10.000 \times 0.500 &= 34.570 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh3 &= 34.570 + 1.068 \times 10.000 \times 0.500 &= 39.910 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh4 &= 39.910 + 1.068 \times 10.000 \times 0.500 &= 45.250 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh5 &= 45.250 + 1.068 \times 10.000 \times 0.500 &= 50.590 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh6 &= 50.590 + 1.068 \times 10.000 \times 0.500 &= 55.930 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

$$\begin{aligned}
 \text{① 상부슬래브에 작용하는 하중} \\
 - Ww1 &= 3.380 \times 10.000 &= 33.800 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{② 측벽에 작용하는 하중} \\
 - Ww2 &= 3.930 \times 10.000 &= 39.300 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww3 &= 39.300 + 1.068 \times 10.000 &= 49.980 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww4 &= 49.980 + 1.068 \times 10.000 &= 60.660 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww5 &= 60.660 + 1.068 \times 10.000 &= 71.340 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww6 &= 71.340 + 1.068 \times 10.000 &= 82.020 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww7 &= 82.020 + 1.068 \times 10.000 &= 92.700 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{③ 하부슬래브에 작용하는 하중} \\
 - Ww8 &= (4.380 + 6.440 - 1.000) \times 10.000 &= 98.200 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

7) 온도하중

- 온도의 승강은 $\pm 10^\circ \text{C}$ 로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 $\alpha = 0.00001$ 으로 한다.

8) 건조수축

- 15°C 의 온도하중으로 변환 설계.

$$\begin{aligned}
 - \text{건조수축계수} & \quad \varepsilon = 15 \times 10^{-5} \\
 - \text{온도선판창 계수} & \quad \alpha = 1.0 \times 10^{-5} \\
 - \Delta T &= -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15^\circ \text{C}
 \end{aligned}$$

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(T_g)

$$T_g = \sum_{i=1}^N \frac{4H_i}{V_{si}}$$

지 반	H_i (m)	V_{si} (m/sec)		γ (kN/m ³)	T_g' (sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	0.015	248.600	198.900	19.000	0.000	0.000
매립토	3.700	145.400	116.300	19.000	0.102	0.127
퇴적토	9.300	197.300	157.800	20.000	0.189	0.236
풍화토	7.000	294.700	235.800	20.000	0.095	0.119
풍화암	4.000	294.700	235.800	20.000	0.054	0.068
연암	5.985	248.600	198.900	20.000	0.096	0.120
계					0.536	0.670

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
T_g (sec)	$1.25T_g' = 1.25 \times 0.536 = 0.670$	$1.25 T_g' = 1.25 \times 0.670 = 0.838$

2) 통제주기(T_s)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
T_s (sec)	$T_s = C_v / (2.5 \times C_a)$ $= 0.180 / (2.5 \times 0.130) = 0.554$	$T_s = C_v / (2.5 \times C_a)$ $= 0.180 / (2.5 \times 0.130) = 0.554$
T_o (sec)	$T_o = 0.2 \times T_s$ $= 0.2 \times 0.554 = 0.111$	$T_o = 0.2 \times T_s$ $= 0.2 \times 0.554 = 0.111$

3) 감쇠율에 대한 보정계수(C_d)

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
C_d	0.800	0.667

단, 별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(S_a) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

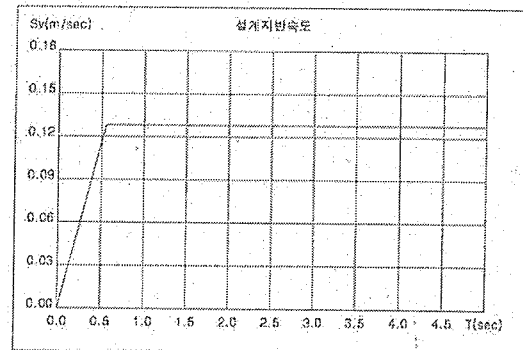
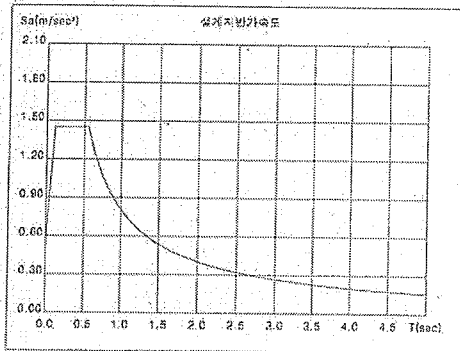
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- $0 \leq T_g < T_o$ 일때 $S_a = [C_a + (2.5 \times C_a - C_a) / T_o \times T_g] \times g \times I \times C_d$ - $T_o \leq T_g < T_s$ 일때 $S_a = 2.5 \times C_a \times g \times I \times C_d$ - $T_g \geq T_s$ 일때 $S_a = C_v \times g \times I \times C_d / T_g = 1.202 \text{ m/s}^2$	- $0 \leq T_g < T_o$ 일때 $S_a = [C_a + (2.5 \times C_a - C_a) / T_o \times T_g] \times g \times I \times C_d$ - $T_o \leq T_g < T_s$ 일때 $S_a = 2.5 \times C_a \times g \times I \times C_d$ - $T_g \geq T_s$ 일때 $S_a = C_v \times g \times I \times C_d / T_g = 1.968 \text{ m/s}^2$

5) 속도 응답스펙트럼 (Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

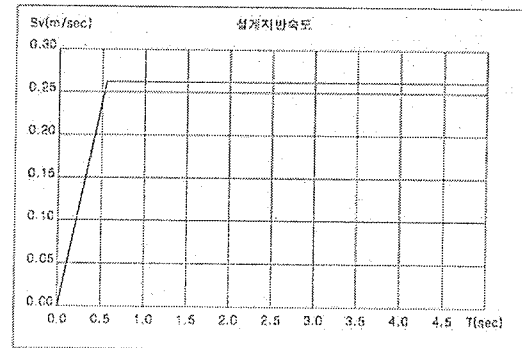
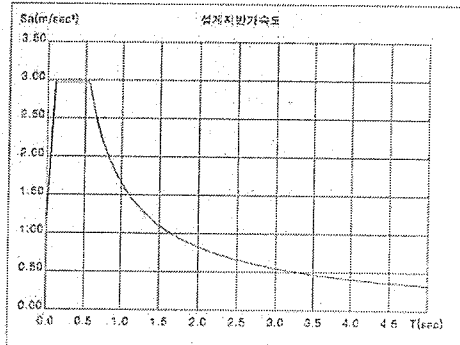
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
$Sv = Tg/2\pi \times Sa = 0.670 / 2\pi \times 1.202$ $= 0.128 \text{ m/s}$	$Sv = Tg/2\pi \times Sa = 0.838 / 2\pi \times 1.968$ $= 0.262 \text{ m/s}$

6) 설계응답 응답스펙트럼

(1) 기능수행수준



(2) 붕괴방지수준



7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 4.930 m
- 하부슬래브 EL. = 10.270 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$$

$$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.670 \times \cos(\pi \times 4.930 / (2 \times 30.000)) = 0.016803$$

$$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.670 \times \cos(\pi \times 10.270 / (2 \times 30.000)) = 0.014926$$

(2) 붕괴방지 수준

$$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.838 \times \cos(\pi \times 4.930 / (2 \times 30.000)) = 0.043017$$

$$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.838 \times \cos(\pi \times 10.270 / (2 \times 30.000)) = 0.038212$$

$$Po = Ksb, top \times (U(Zu) - U(Zb))$$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 29272.450 \times (0.016803 - 0.014926)$ $= 54.944 \text{ kN/m}^2$	$Po = 18724.890 \times (0.043017 - 0.038212)$ $= 89.973 \text{ kN/m}^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$$P(z) = K_h \times (U_h(z) - U_h(b))$$

(1) 기능수행수준

z(m)	K_h (kN/m ³)	$U(z_h)$ (m)	$U(z_h) - U(z_b)$ (m)	$P(z)$ (kN/m ²)
4.930	140056.040	0.016803	0.001877	262.885
5.998	140056.040	0.016529	0.001603	224.510
7.066	140056.040	0.016203	0.001277	178.852
8.134	140056.040	0.015826	0.000900	126.050
9.202	140056.040	0.015400	0.000474	66.387
10.270	140056.040	0.014926	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	K_h (kN/m ³)	$U(z_h)$ (m)	$U(z_h) - U(z_b)$ (m)	$P(z)$ (kN/m ²)
4.930	89590.510	0.043017	0.004805	430.482
5.998	89590.510	0.042315	0.004103	367.590
7.066	89590.510	0.041481	0.003269	292.871
8.134	89590.510	0.040517	0.002305	206.506
9.202	89590.510	0.039426	0.001214	108.763
10.270	89590.510	0.038212	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

$$V_u = G_d \times U_{h1}, V_b = G_d \times U_{h2}, V_s = (V_u + V_b) / 2$$

$$U_{h1} = 1 / (\pi \times H) \times S_v \times T_g \times \sin(\pi \times Z_u / (2 \times H))$$

$$U_{h2} = 1 / (\pi \times H) \times S_v \times T_g \times \sin(\pi \times Z_b / (2 \times H))$$

구분	기능수행수준 (kN/m ²)	붕괴방지수준 (kN/m ²)
V_u	$79362.000 \times 0.000207 = 16.430$	$50766.000 \times 0.000530 = 26.910$
V_b	$79362.000 \times 0.000443 = 35.160$	$50766.000 \times 0.001135 = 57.620$
V_s	$(16.430 + 35.160) / 2 = 25.800$	$(26.910 + 57.620) / 2 = 42.260$

10) 구체 관성력

$$f_i = A_i \times r_{con} \times c \times K_H \times (1 - 0.015 \times Z_i)$$

① 상부슬래브

기능수행수준 (kN/m ²)	붕괴방지수준 (kN/m ²)
$f_u = 1.100 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 4.380)$ = 1.901	$f_u = 1.100 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 4.380)$ = 4.676

② 하부슬래브

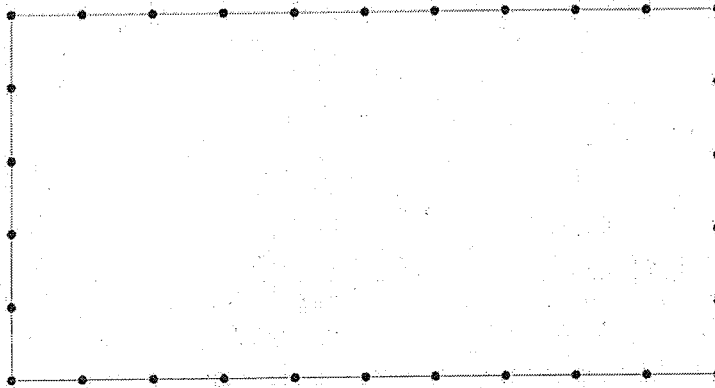
기능수행수준 (kN/m ²)	붕괴방지수준 (kN/m ²)
$f_b = 1.100 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 9.720)$ = 1.738	$f_b = 1.100 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 9.720)$ = 4.275

③ 측벽

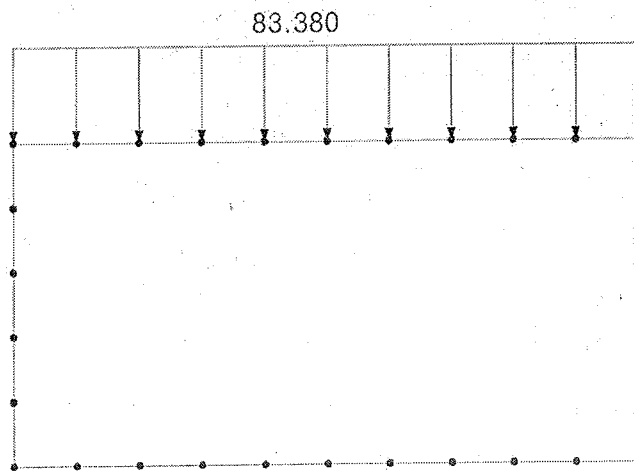
기능수행수준 (kN/m ²)	붕괴방지수준 (kN/m ²)
$f_1 = 1.300 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 4.380)$ = 2.247	$f_1 = 1.300 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 4.380)$ = 5.526
$f_2 = 1.300 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 5.448)$ = 2.208	$f_2 = 1.300 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 5.448)$ = 5.432
$f_3 = 1.300 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 6.516)$ = 2.170	$f_3 = 1.300 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 6.516)$ = 5.337
$f_4 = 1.300 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 7.584)$ = 2.131	$f_4 = 1.300 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 7.584)$ = 5.242
$f_5 = 1.300 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 8.652)$ = 2.093	$f_5 = 1.300 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 8.652)$ = 5.147
$f_6 = 1.300 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 9.720)$ = 2.054	$f_6 = 1.300 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 9.720)$ = 5.053

10. 하 중 재 하 (상시)

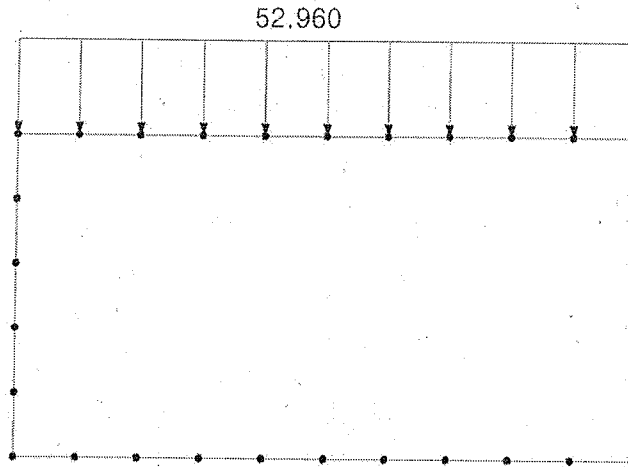
1) CASE1 - 구체자중(SW)



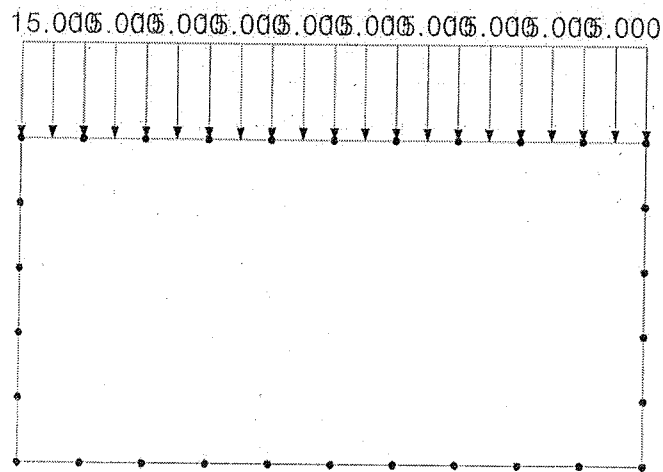
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



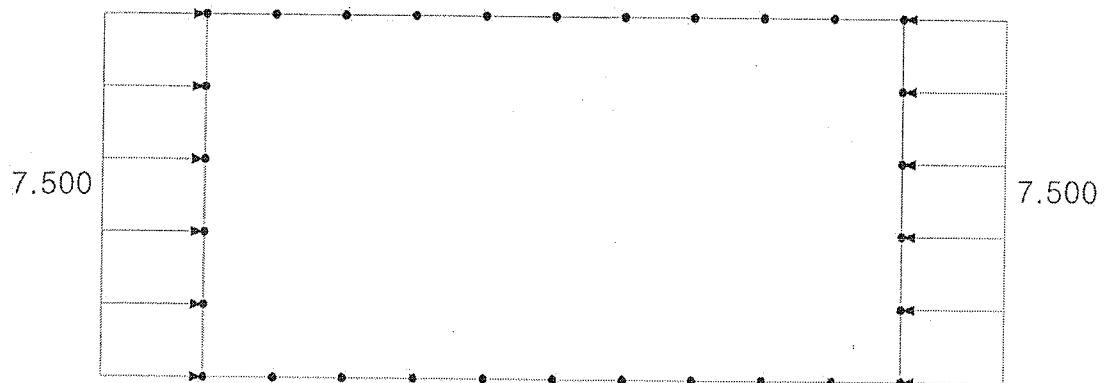
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有 (PAVEW)



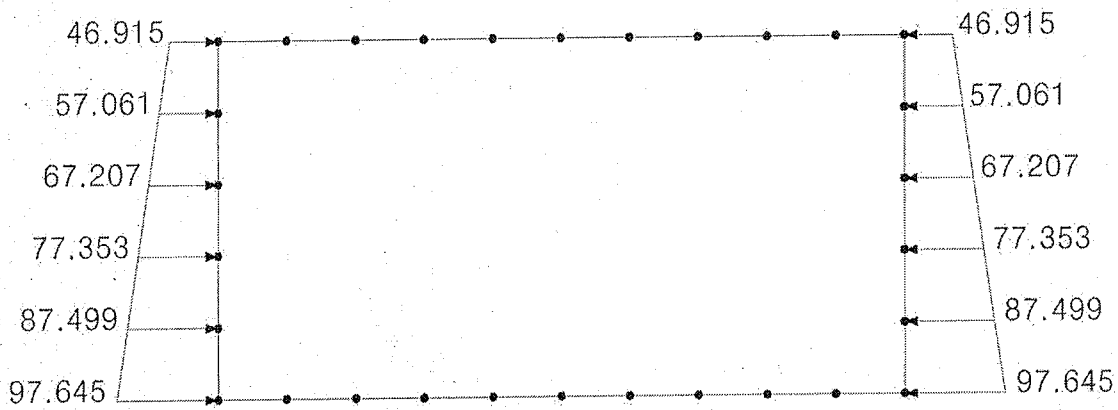
4) CASE4 - 만재활하중 (LIVEFU)



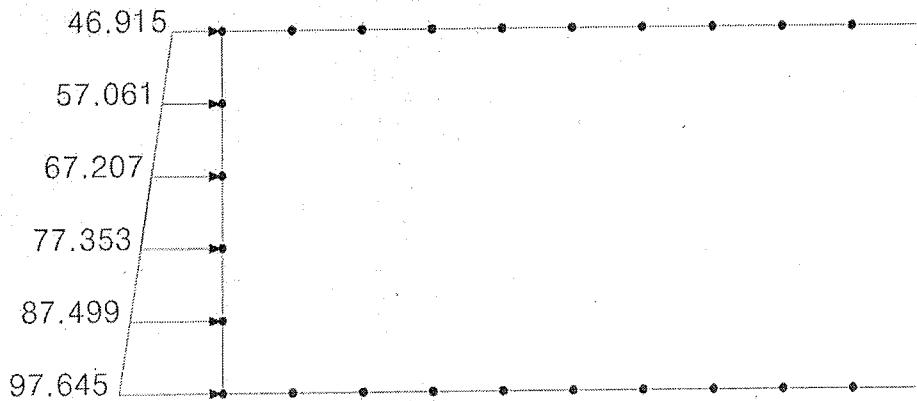
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중 (LIVEFUH)



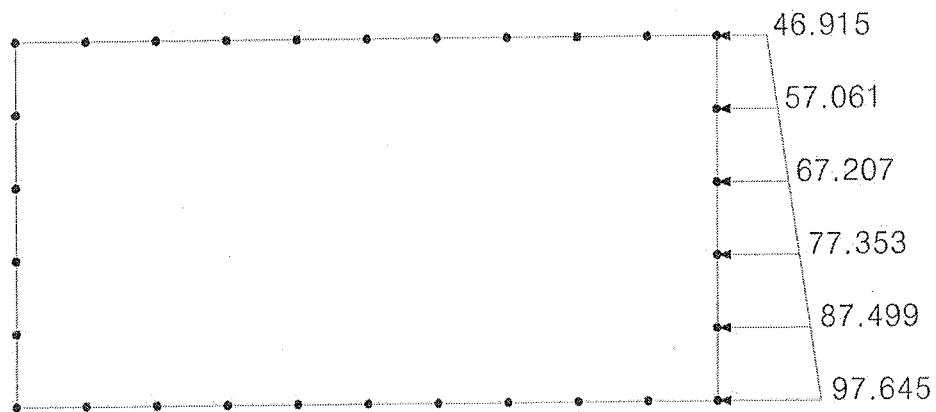
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(S0ILB)



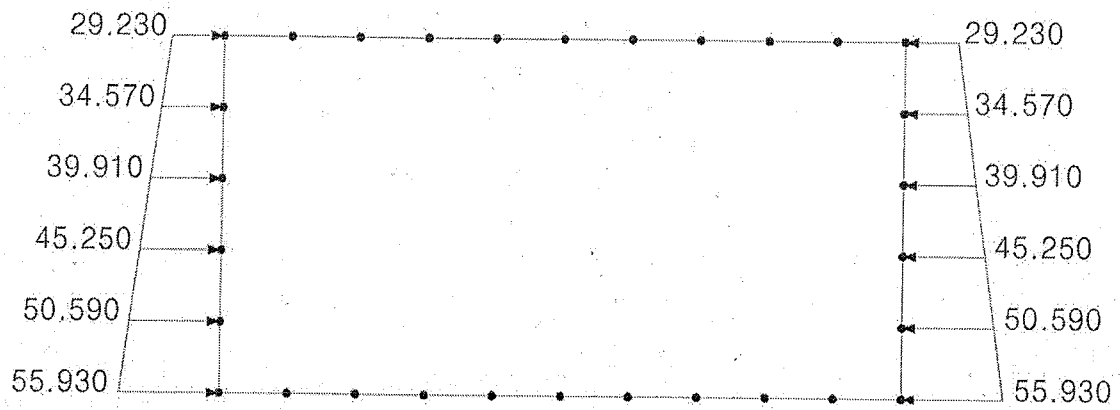
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(S0ILL)



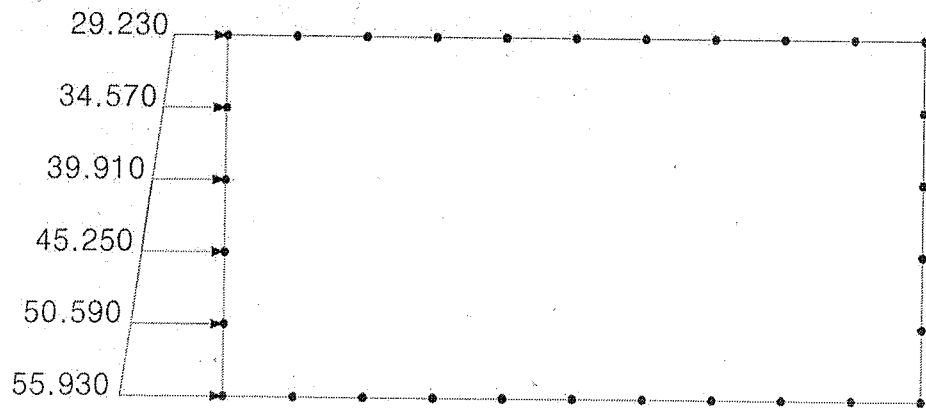
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(S0ILR)



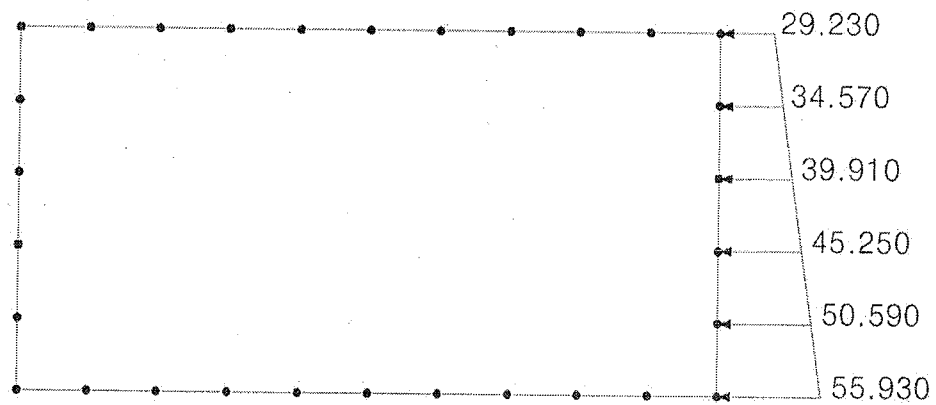
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



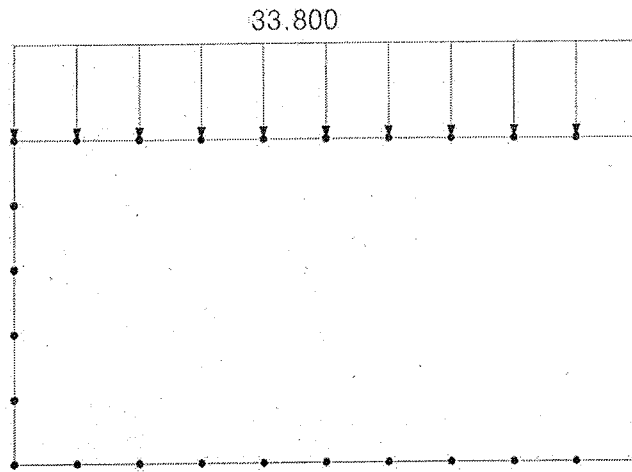
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



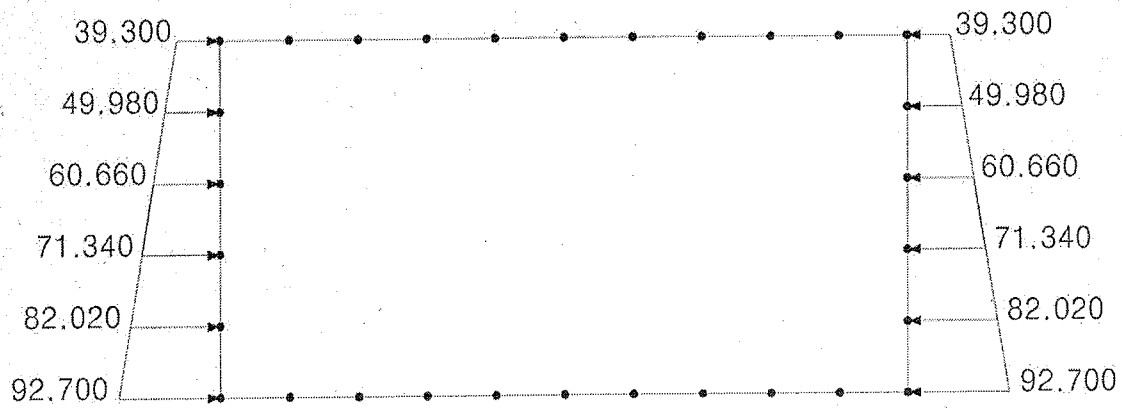
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



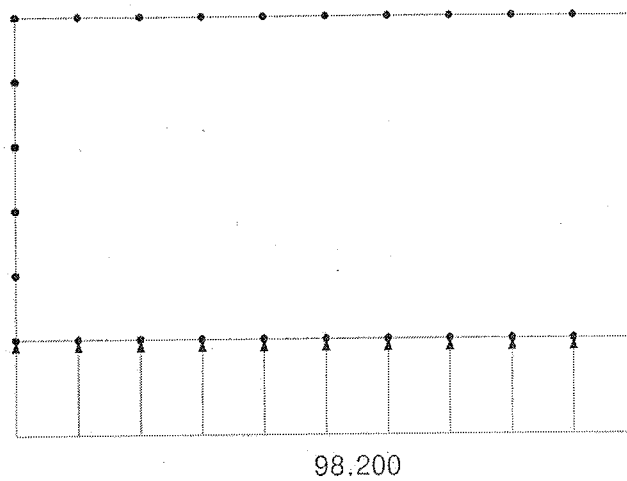
12) CASE12 - 연직수압 (WATERV)



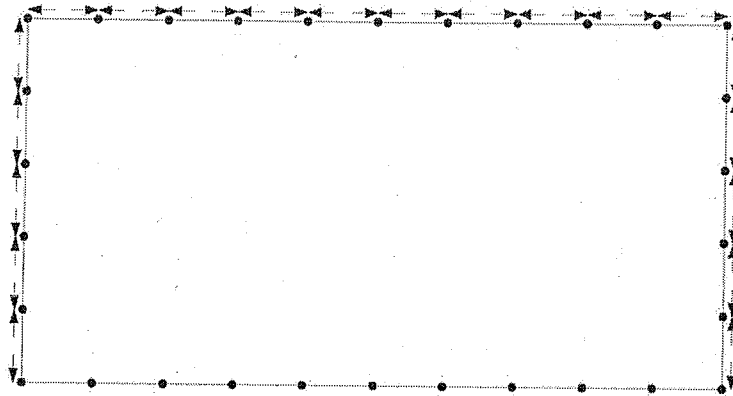
13) CASE13 - 수평수압 (WATERH)



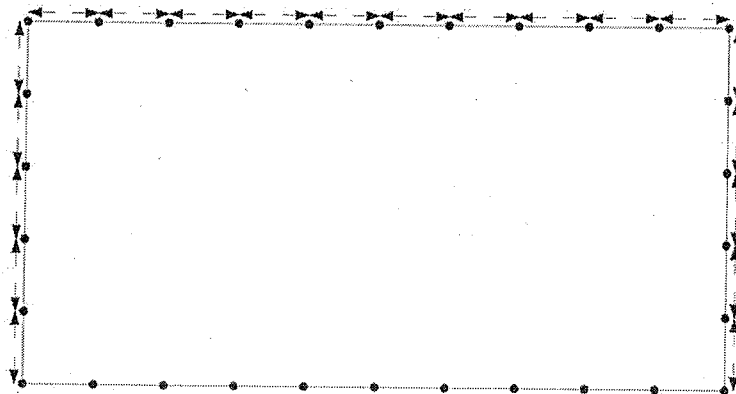
14) CASE14 - 부력 (BUOYANCY)



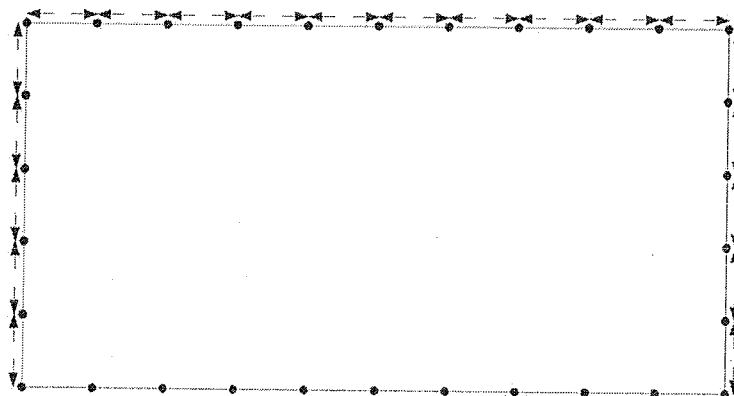
15) CASE15 - 온도변화(+) $+10^{\circ}\text{C}$ (TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10°C (TEMPMINU)

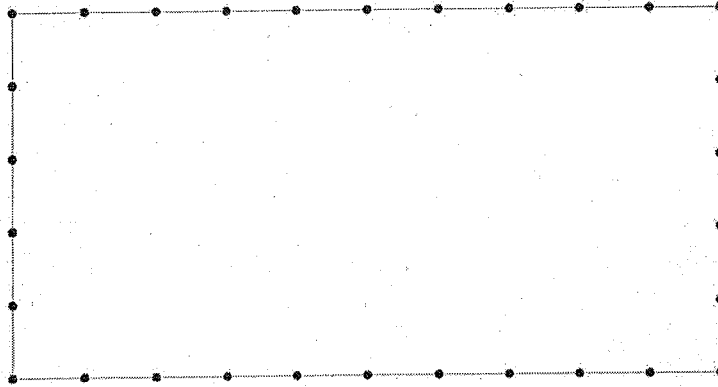


17) CASE17 - 건조수축 -15°C (SHRINK)

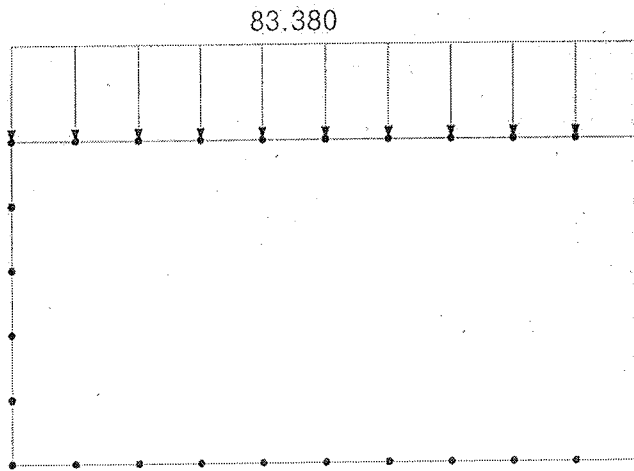


11. 하중 재하 (기능수행)

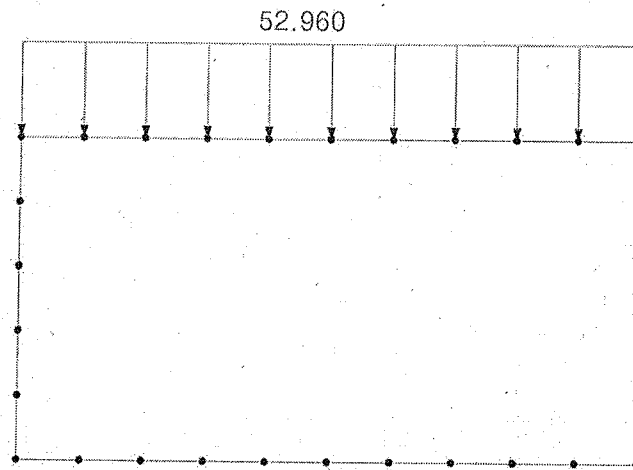
1) CASE1 - 구체자중(SW)



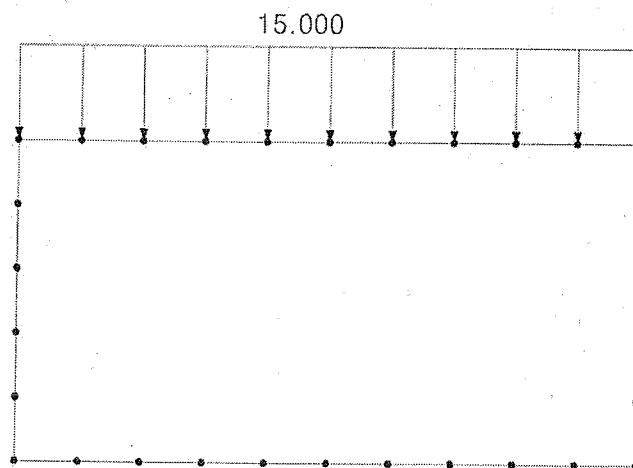
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



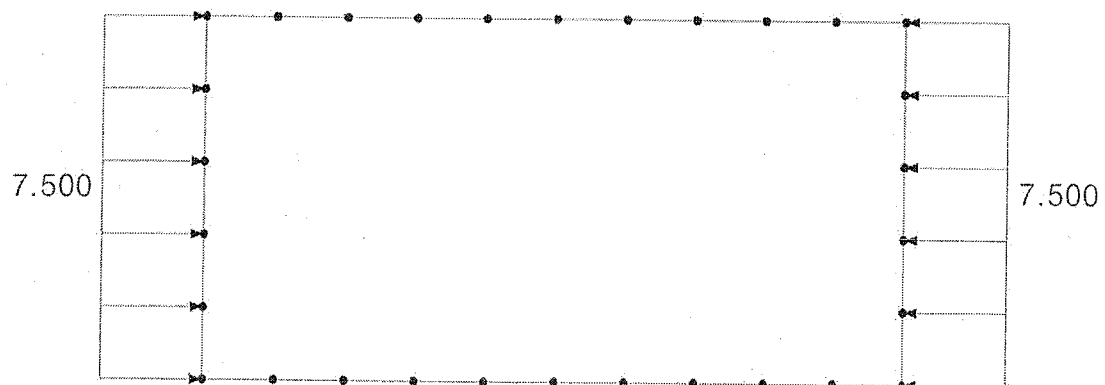
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



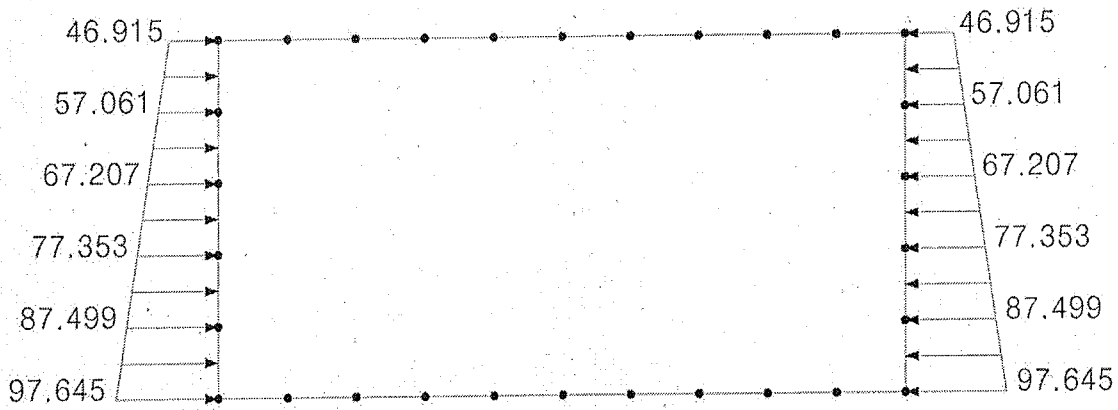
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



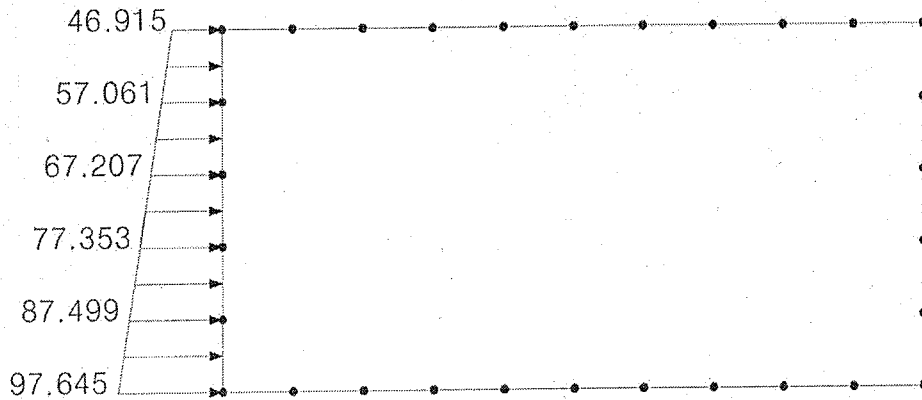
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



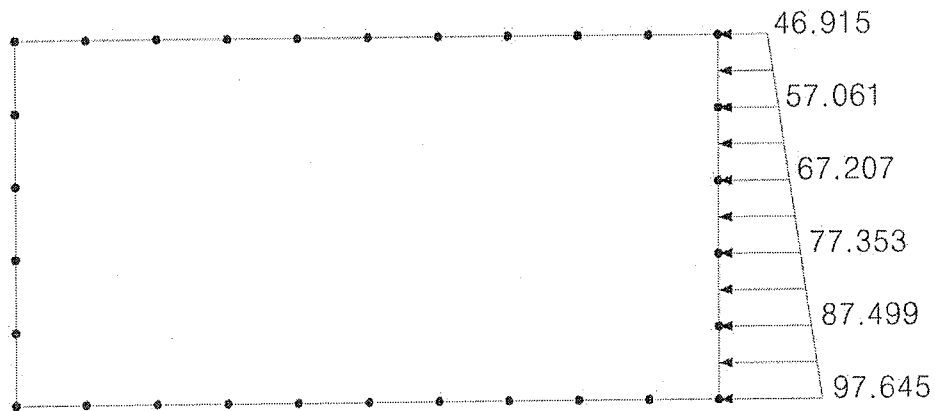
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(S01LBE2)



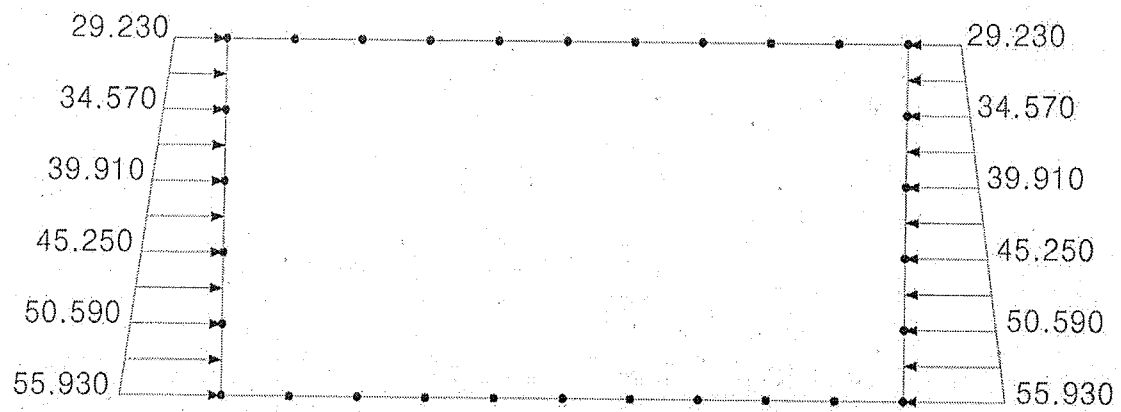
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(S01LLE2)



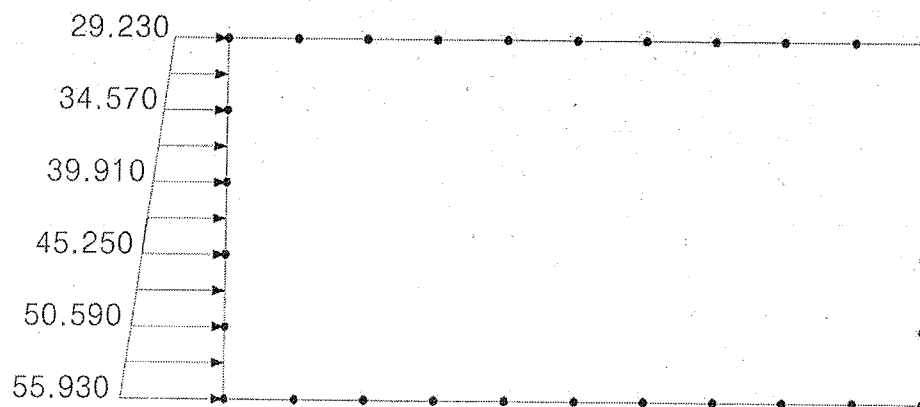
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(S01LRE2)



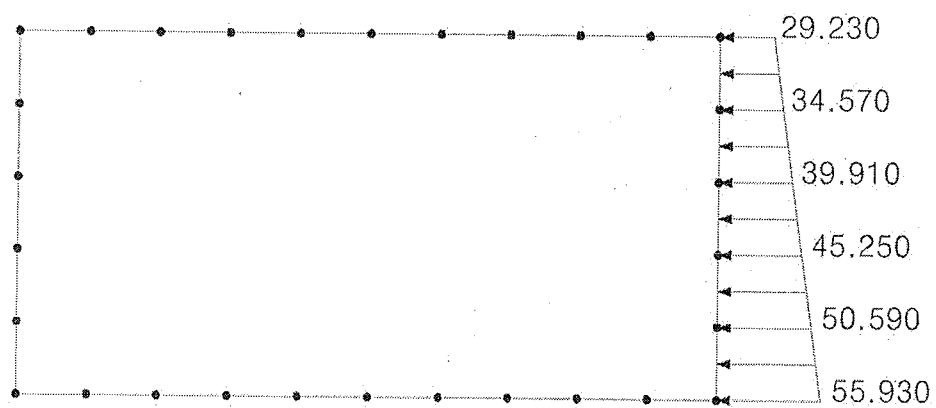
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(S01LBWE2)



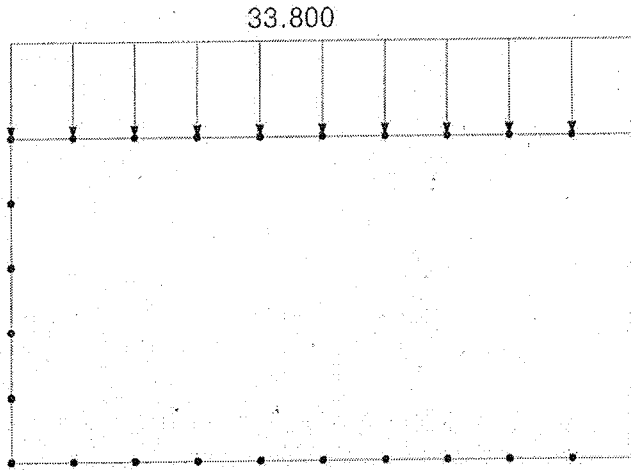
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(S01LLWE2)



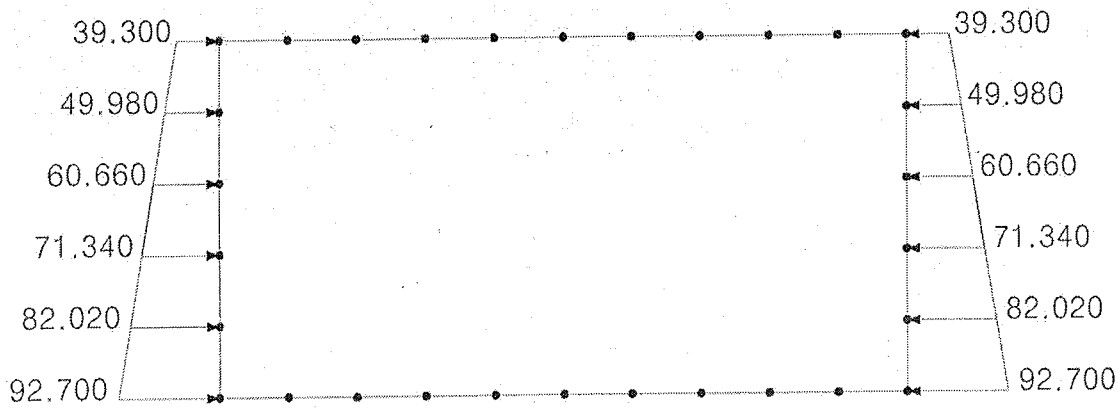
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(S01LRWE2)



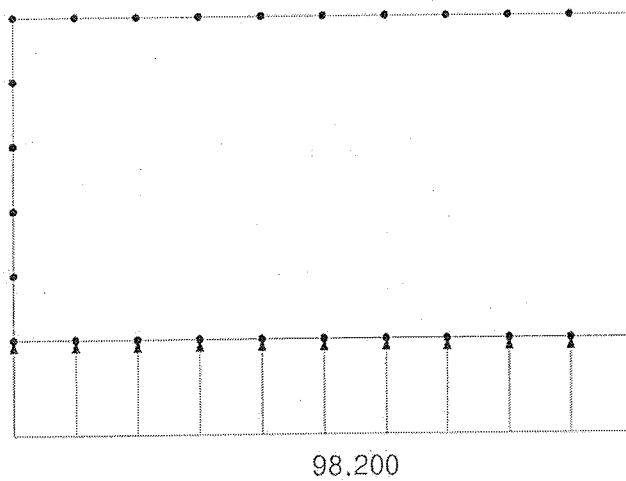
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

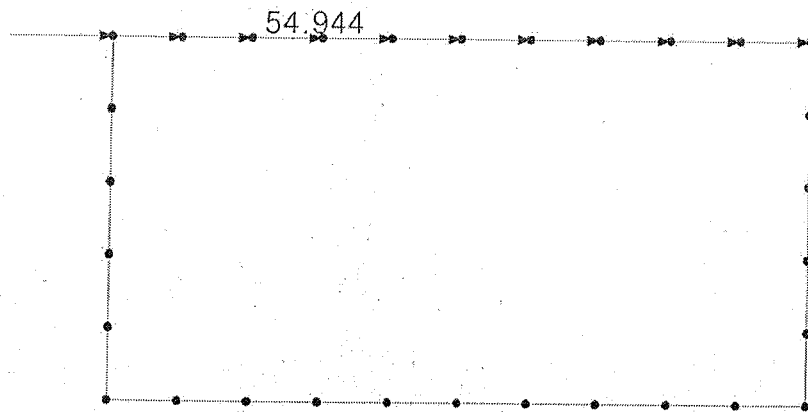


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

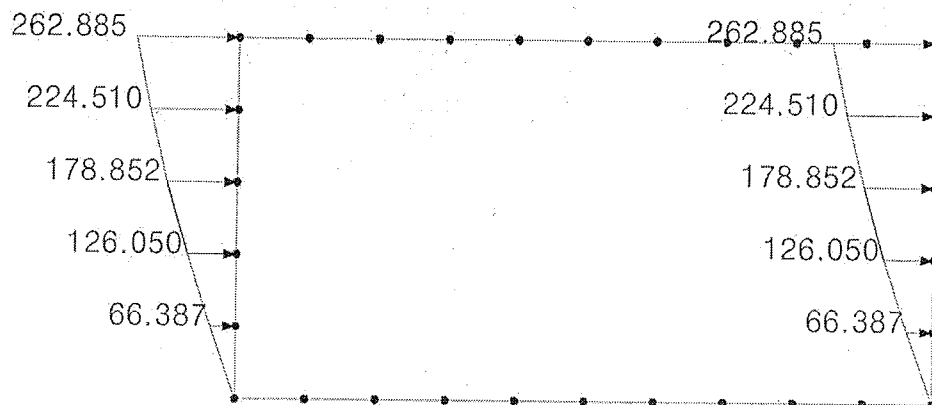


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

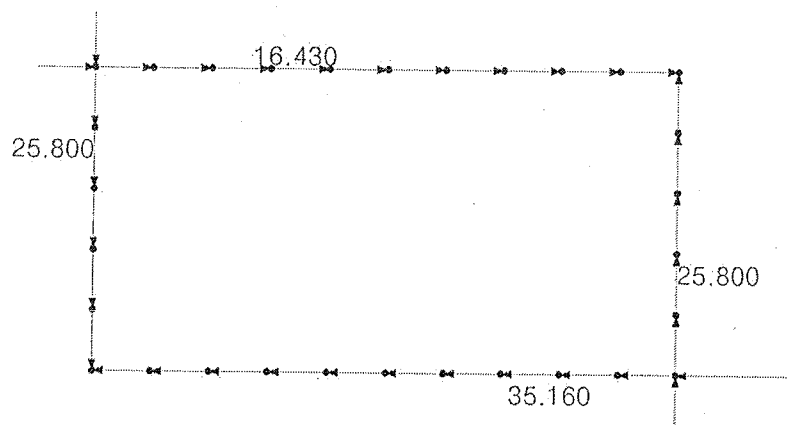
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



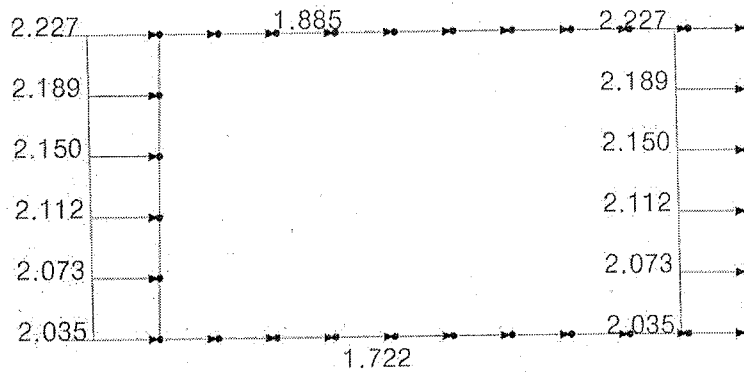
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

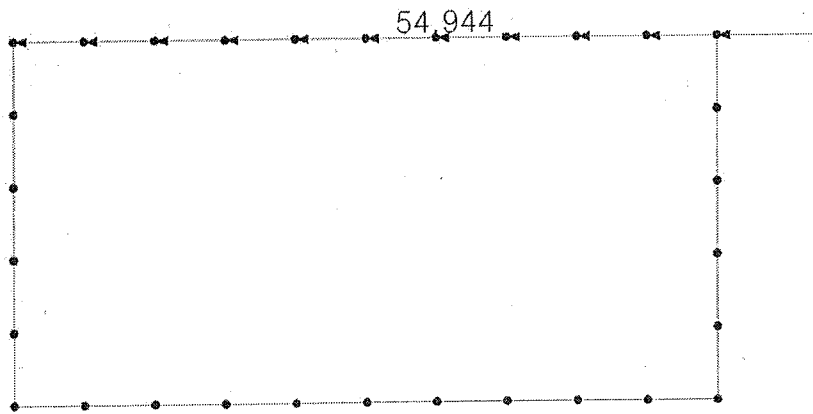


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

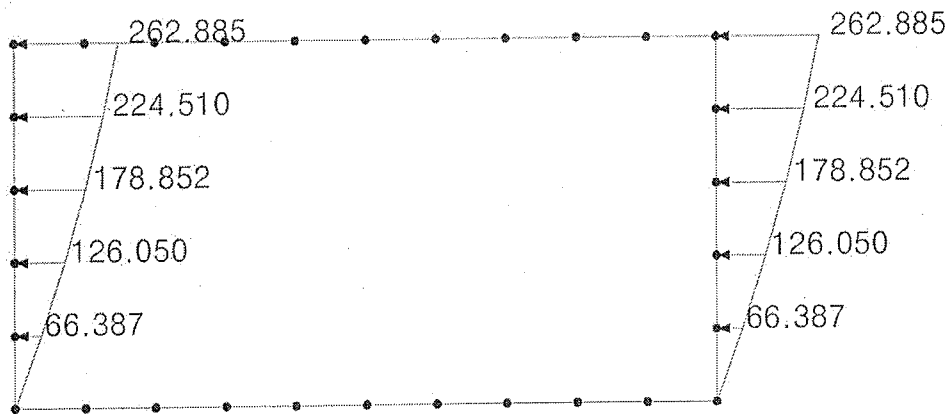


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

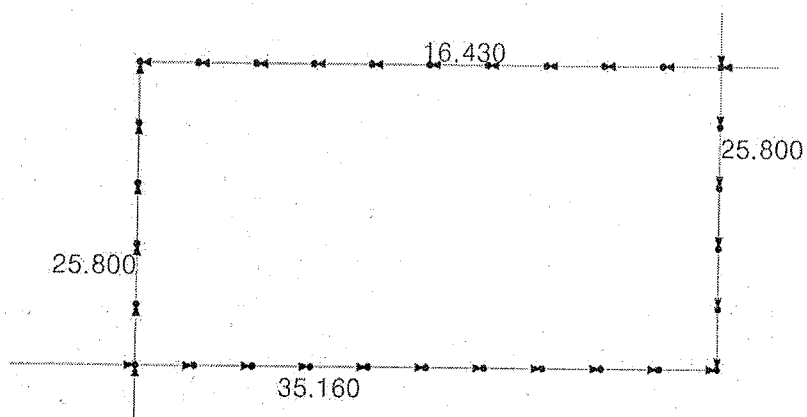
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



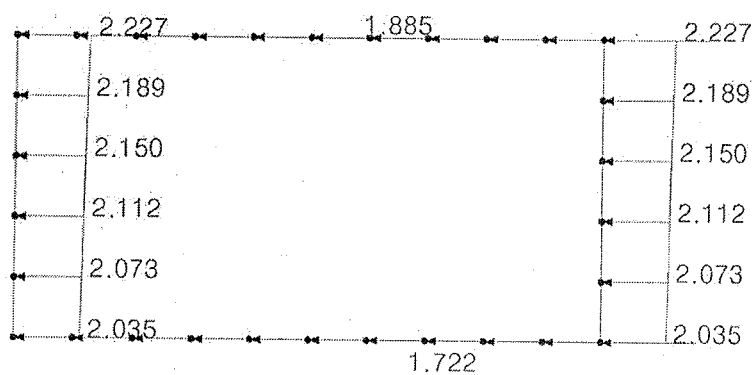
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

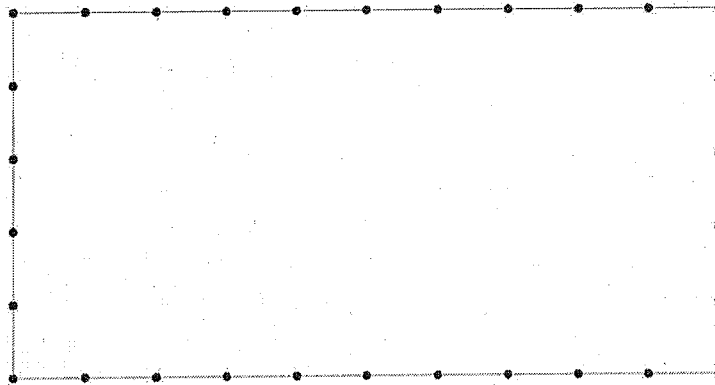


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

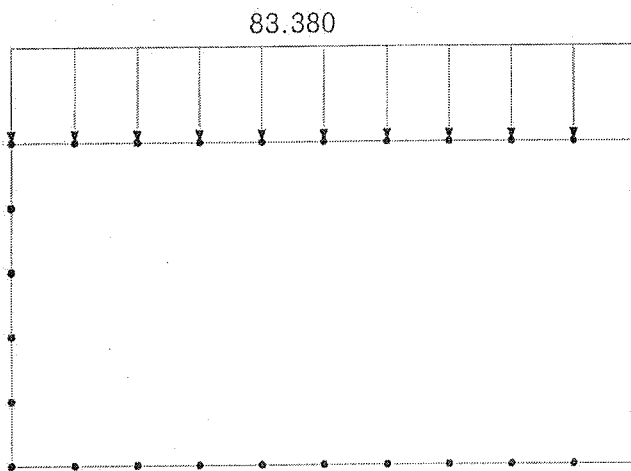


12. 하중 재하 (붕괴방지)

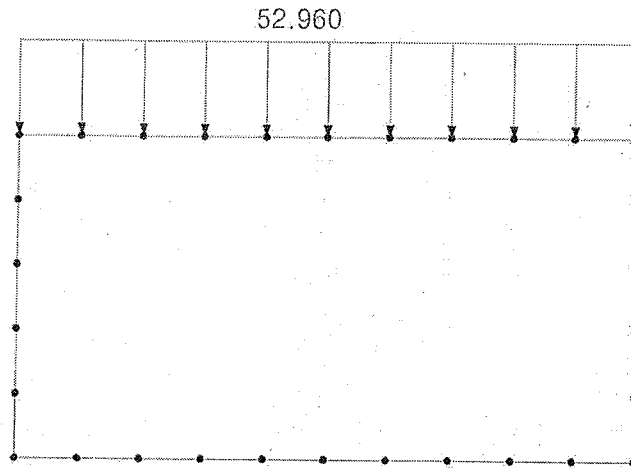
1) CASE1 - 구체자중(SW)



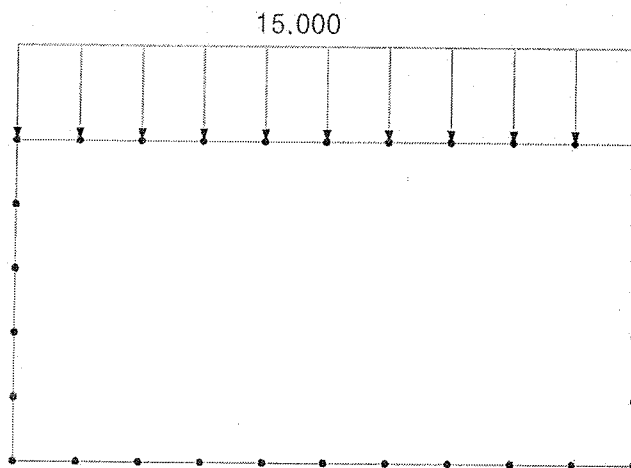
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



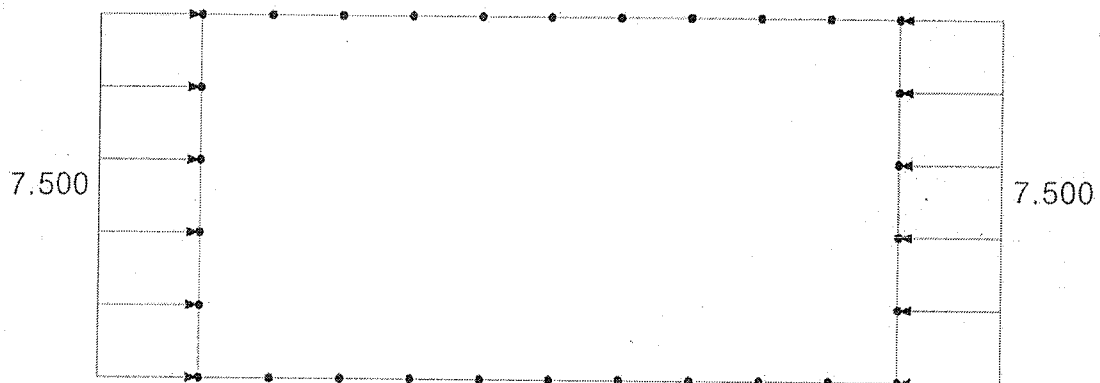
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有 (PAVEW)



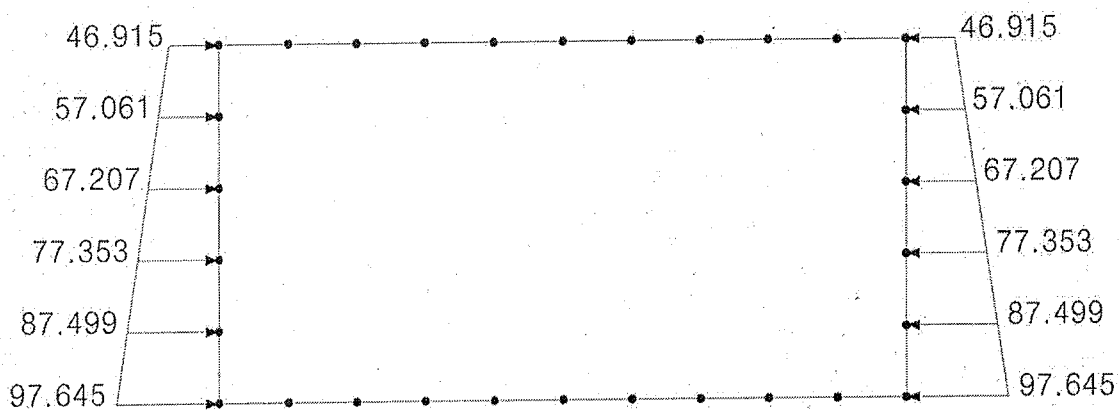
4) CASE4 - 지진시 만재활하중 (LIVEFUE)



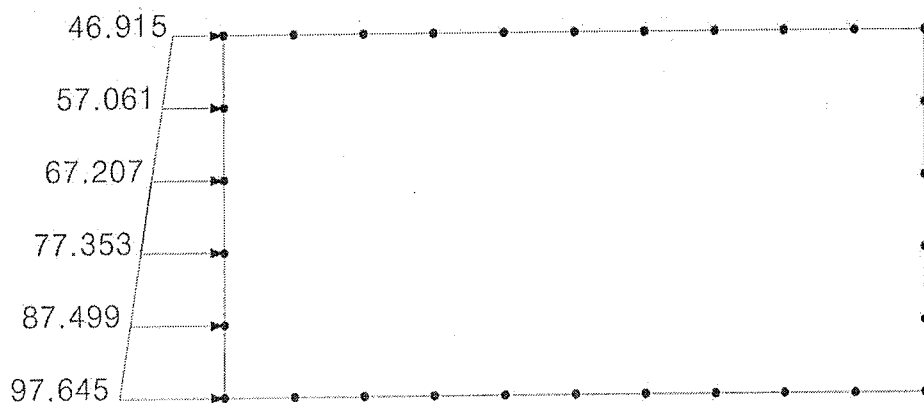
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중 (LIVEFUHE)



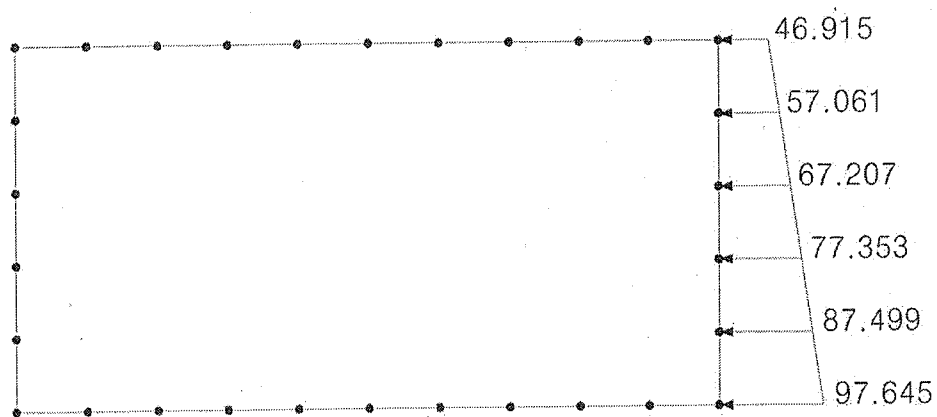
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



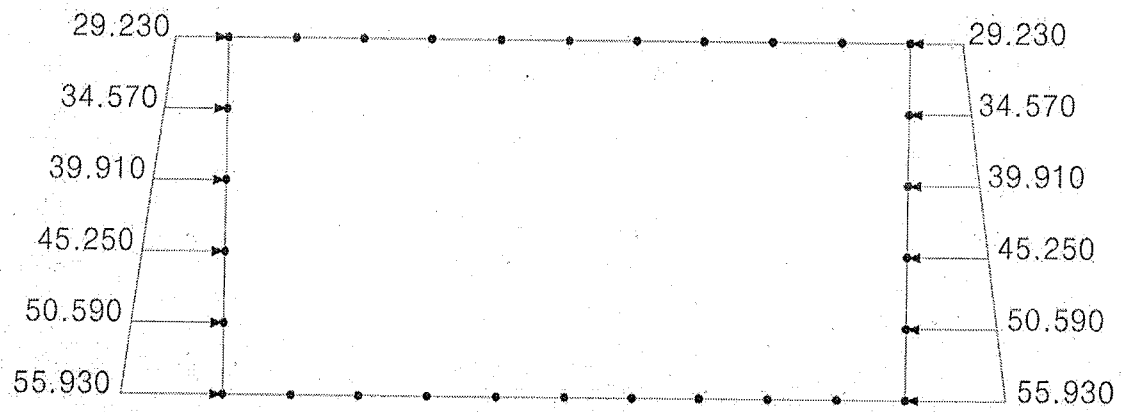
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



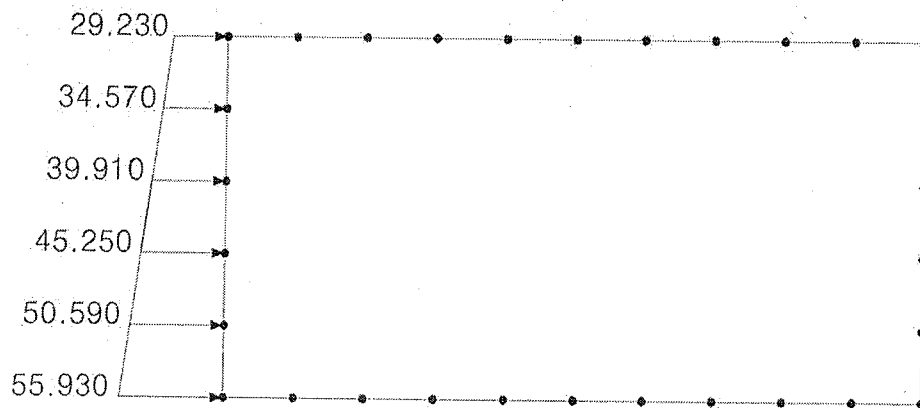
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



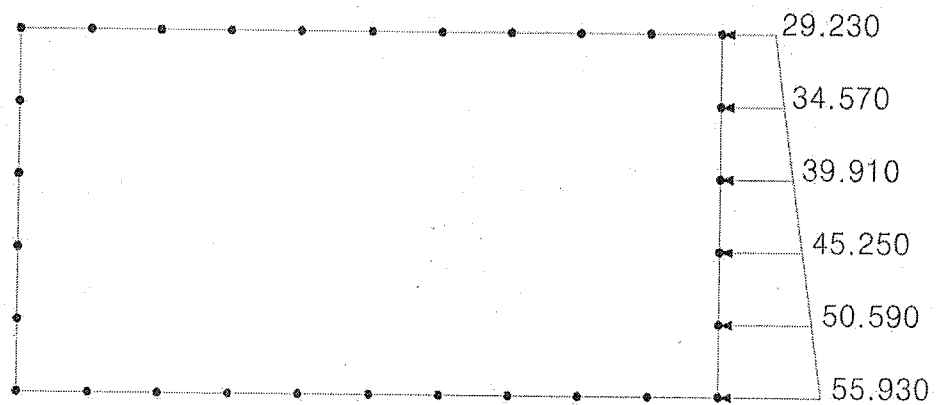
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



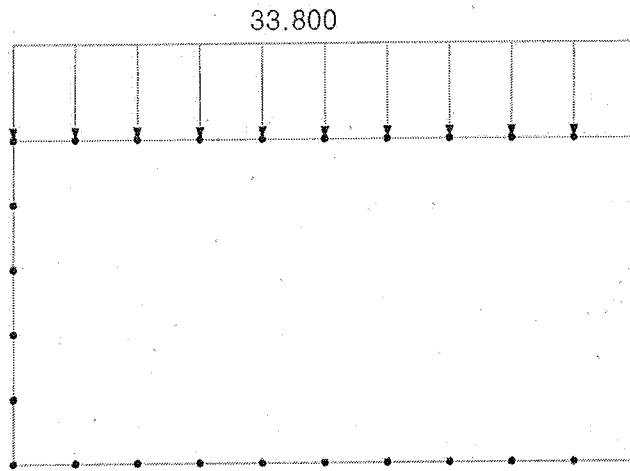
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



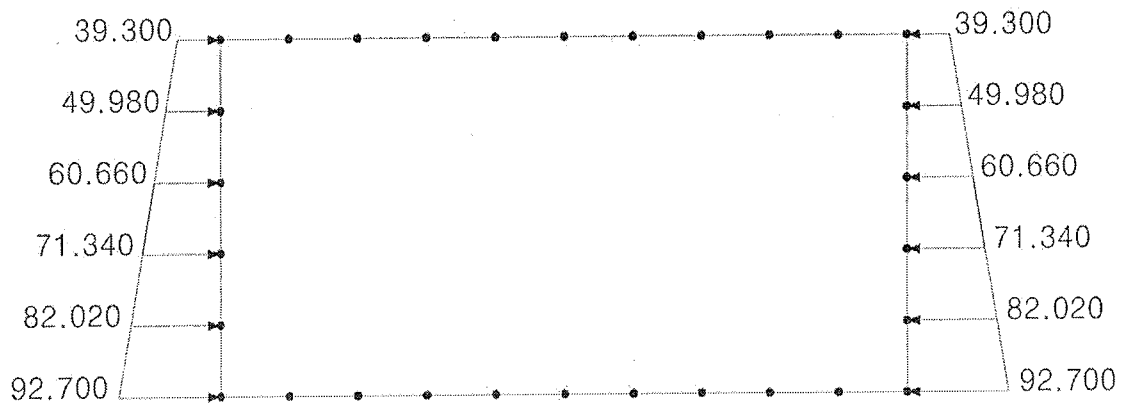
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



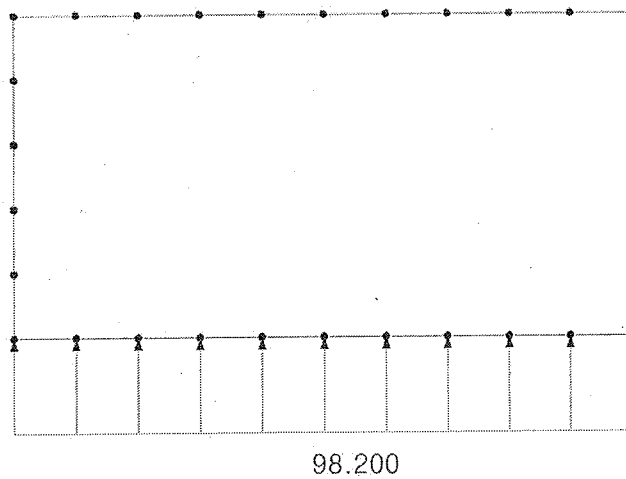
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

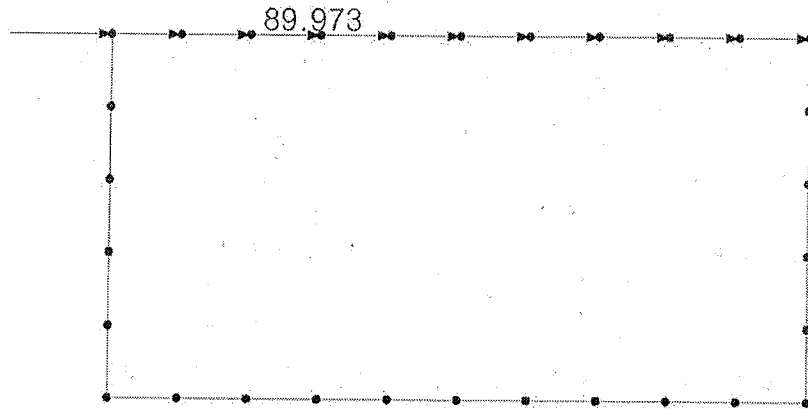


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

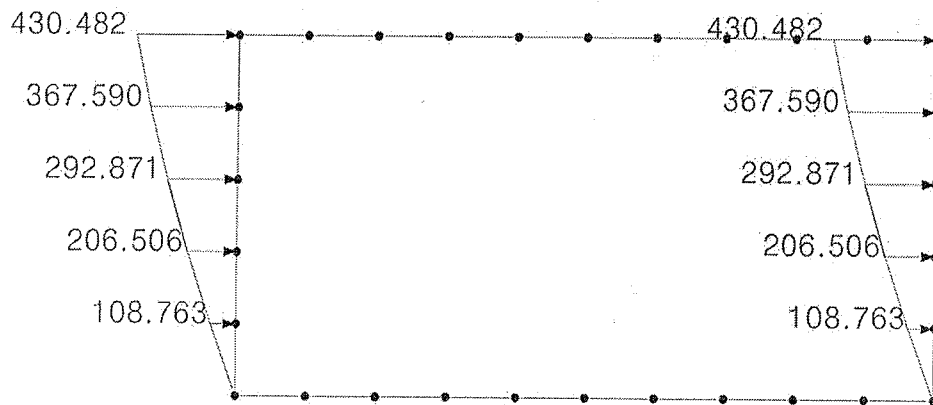


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

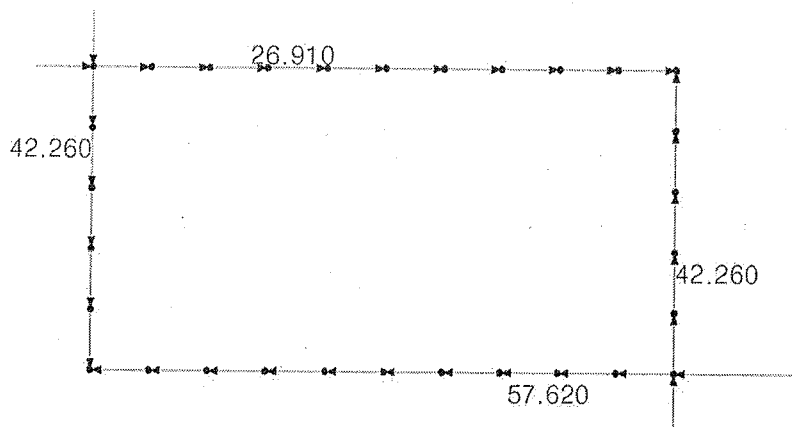
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



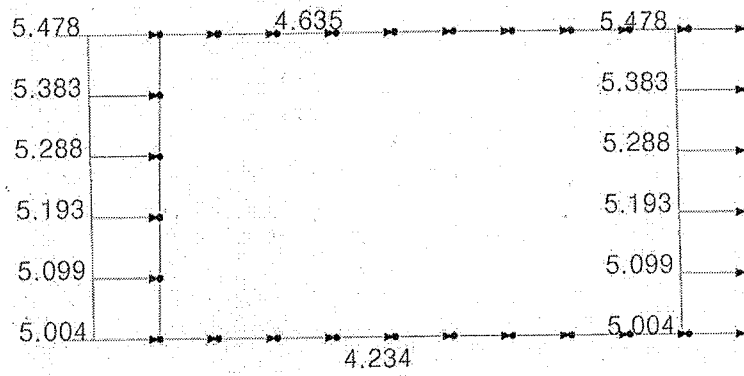
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주변전단력(붕괴방지)(COLMS)

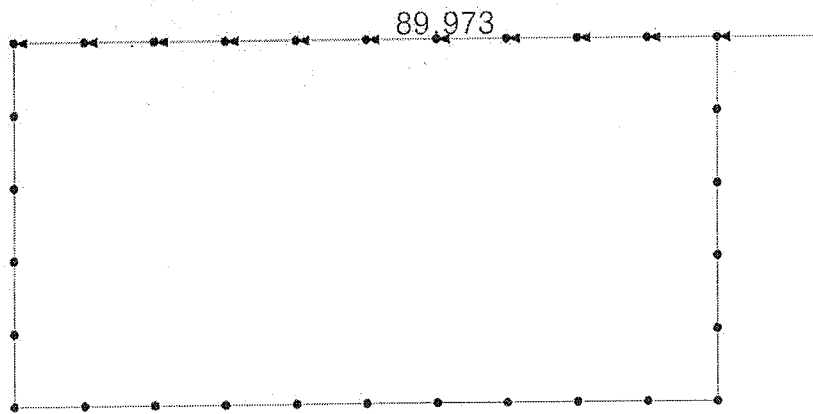


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

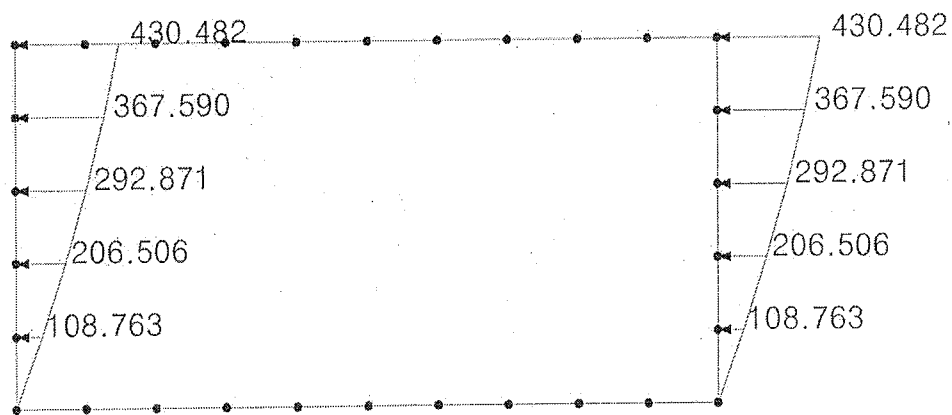


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

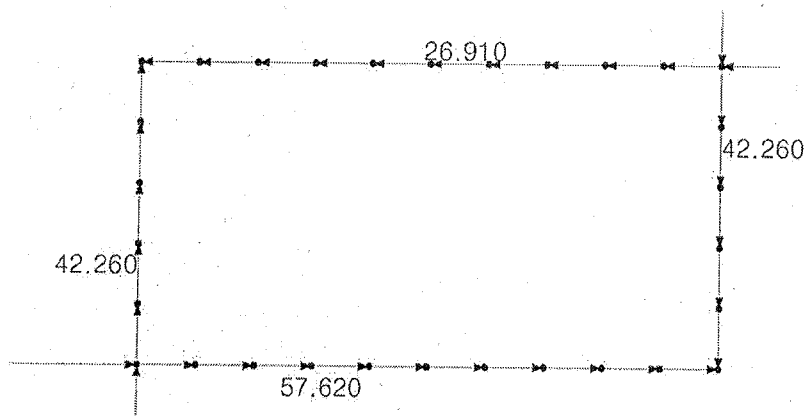
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



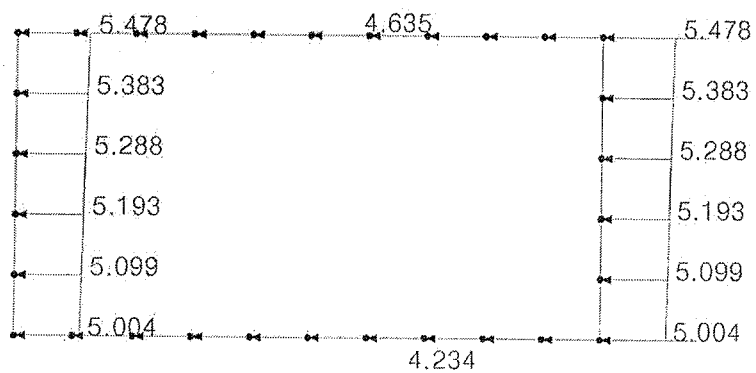
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

α_H : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 H_v 에 대한 보정 계수

$h \leq 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha_H = 1.0$

$h > 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha_H = 1.05 - 0.025h (\geq 0.875) = 0.941$, $h = 4.380 \text{ m}$

1) 계수하중

구 분	D	H _v	L	H _h	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.505	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.505	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.505	1.600	1.600	1.200	1.505	●
LC7	1.200	1.505	1.600	0.800	1.200	1.505	●
LC8	0.900	0.900		1.600	1.200	0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	H _v	L	H _h	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	H _v	L	H _h	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	●

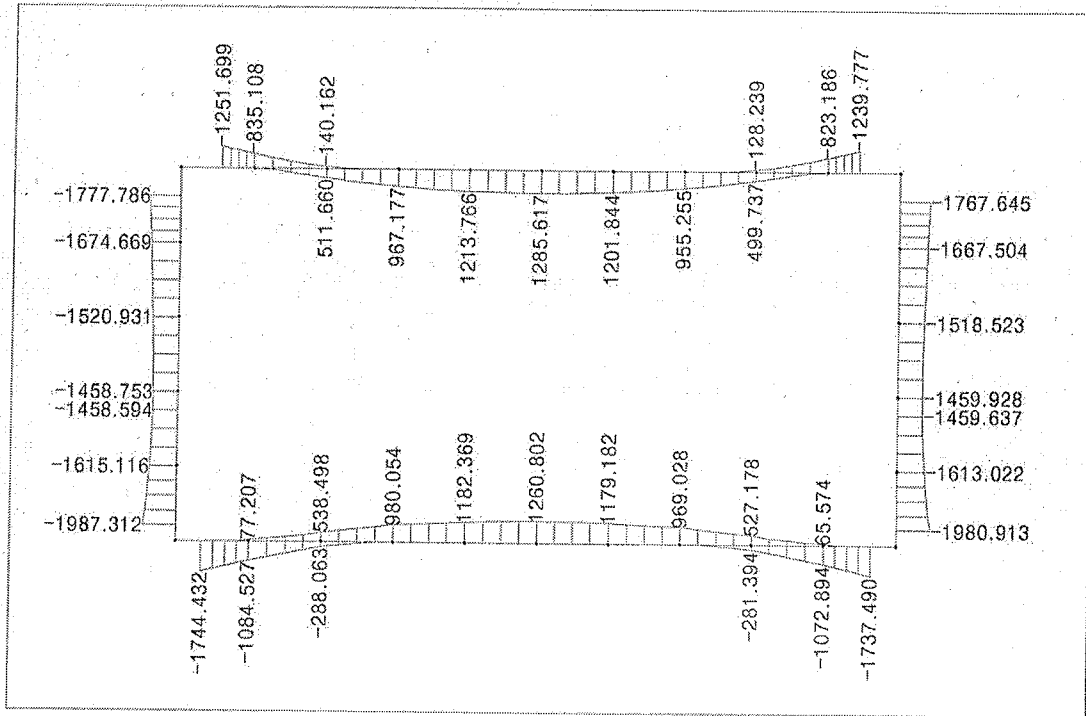
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	H _v	L	H _h	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	●

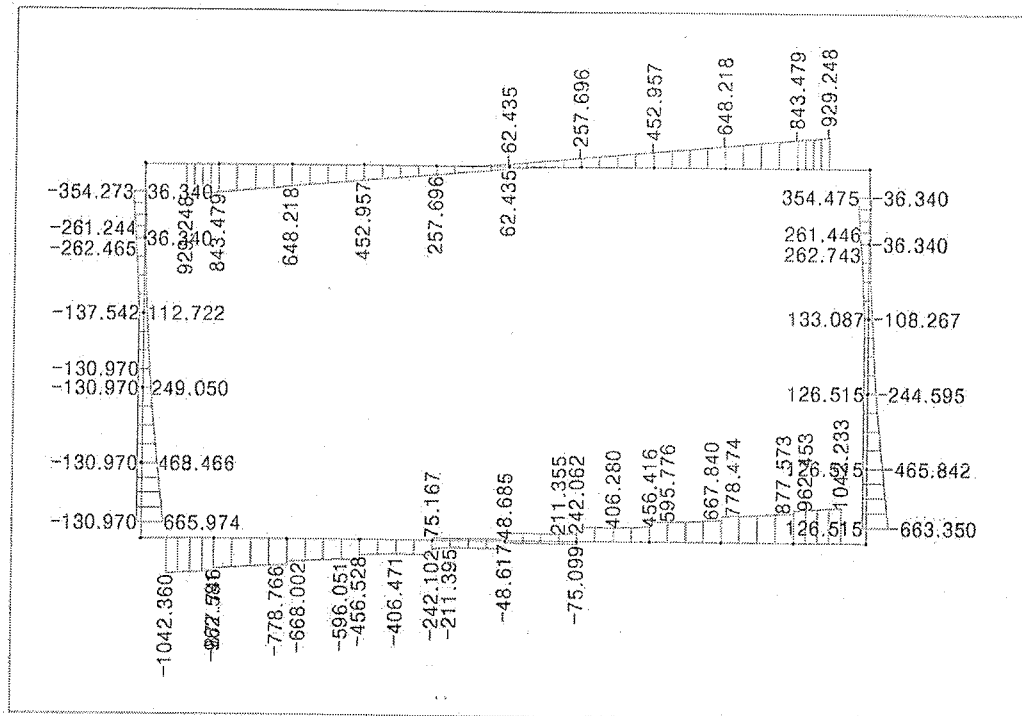
14. 단면력정리

14.1 상시

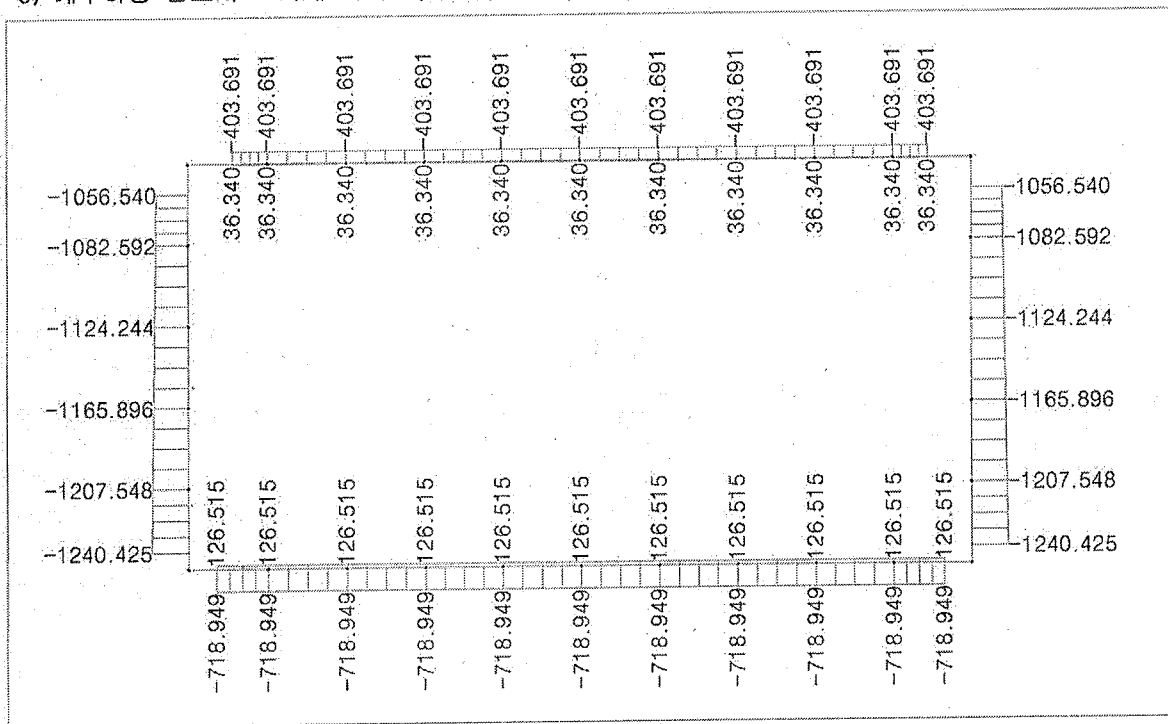
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



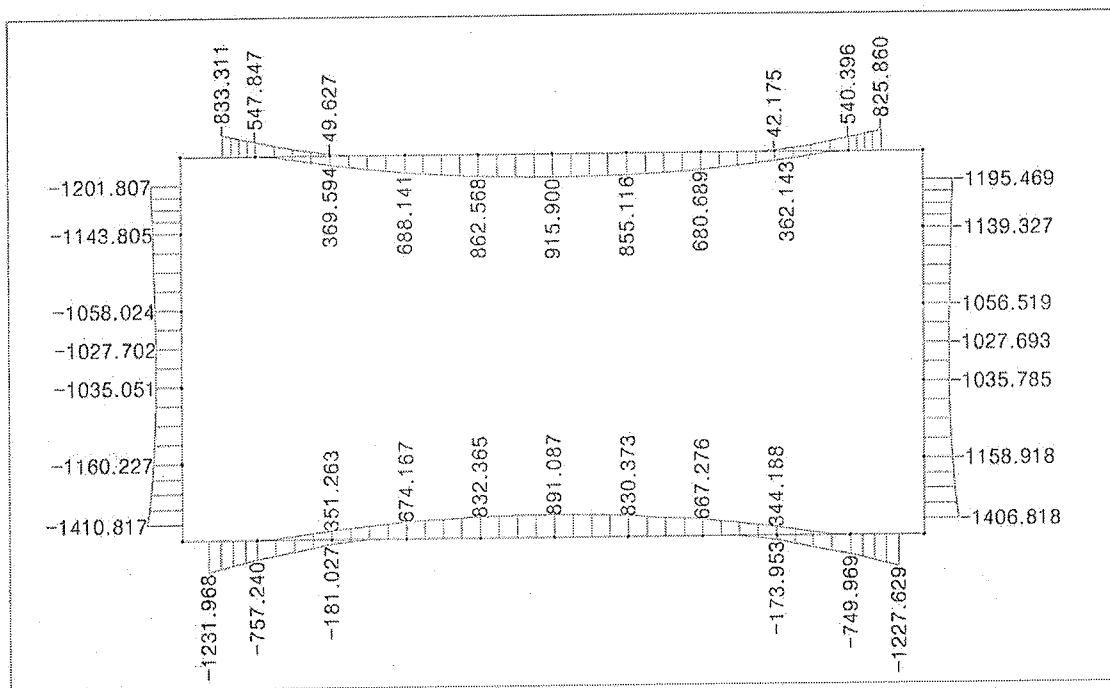
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

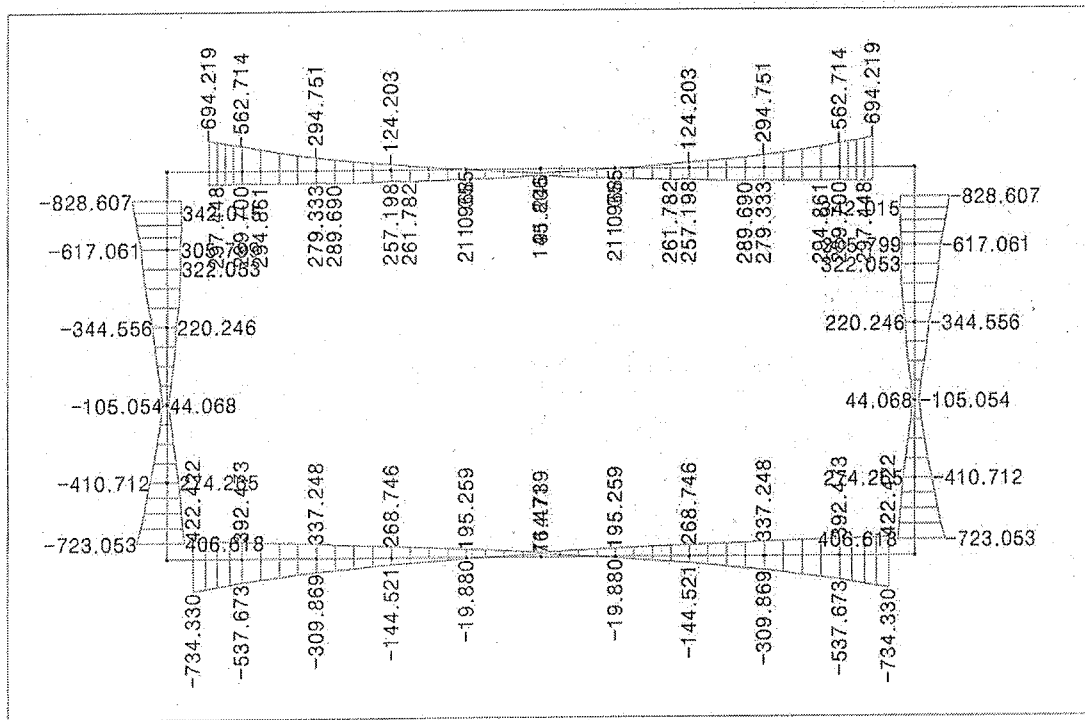


5) 단면력 정리

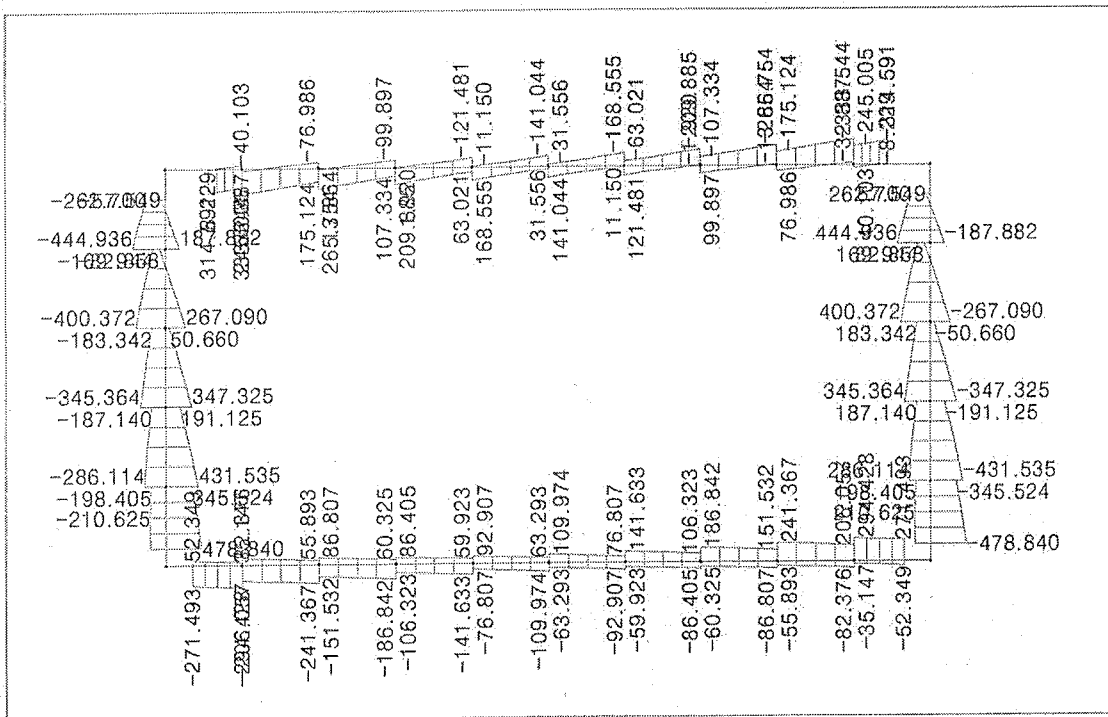
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN		mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1251.70	737.64	403.69	833.31	1000.00	1266.67	
		중앙부	3	1285.62	62.44	403.69	915.90	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	4	1239.78	737.64	403.69	825.86	1000.00	1266.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (하면)	7	1744.43	811.17	718.95	1231.97	1000.00	1100.00	
		중앙부	8	1260.80	235.61	718.95	891.09	1000.00	1100.00	
		우측 (하면)	10	1737.49	811.00	718.95	1227.63	1000.00	1100.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	1777.79	136.77	1056.54	1201.81	1000.00	1466.67	
		중앙부 (외측)	13	1458.75	262.47	1165.90	1035.05	1000.00	1300.00	
		하부 (외측)	15	1987.31	417.27	1240.43	1410.82	1000.00	1300.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	1767.65	132.32	1056.54	1195.47	1000.00	1466.67	
		중앙부 (외측)	19	1459.93	262.74	1165.90	1035.79	1000.00	1300.00	
		하부 (외측)	21	1980.91	414.65	1240.43	1406.82	1000.00	1300.00	

14.2 지진시(기능수행)

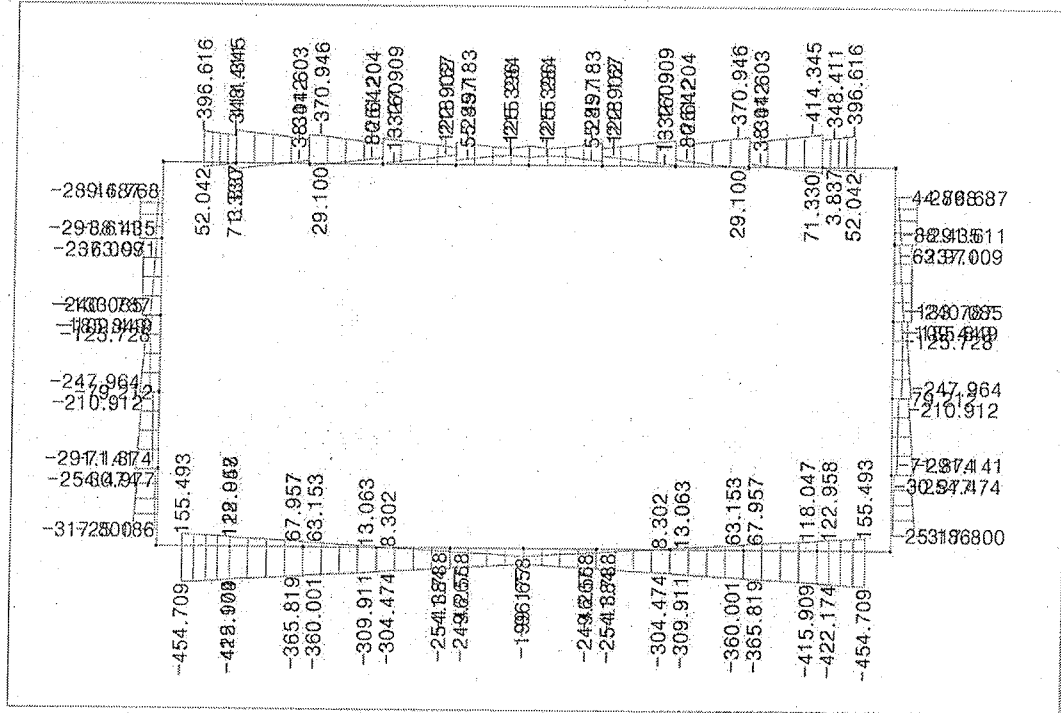
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

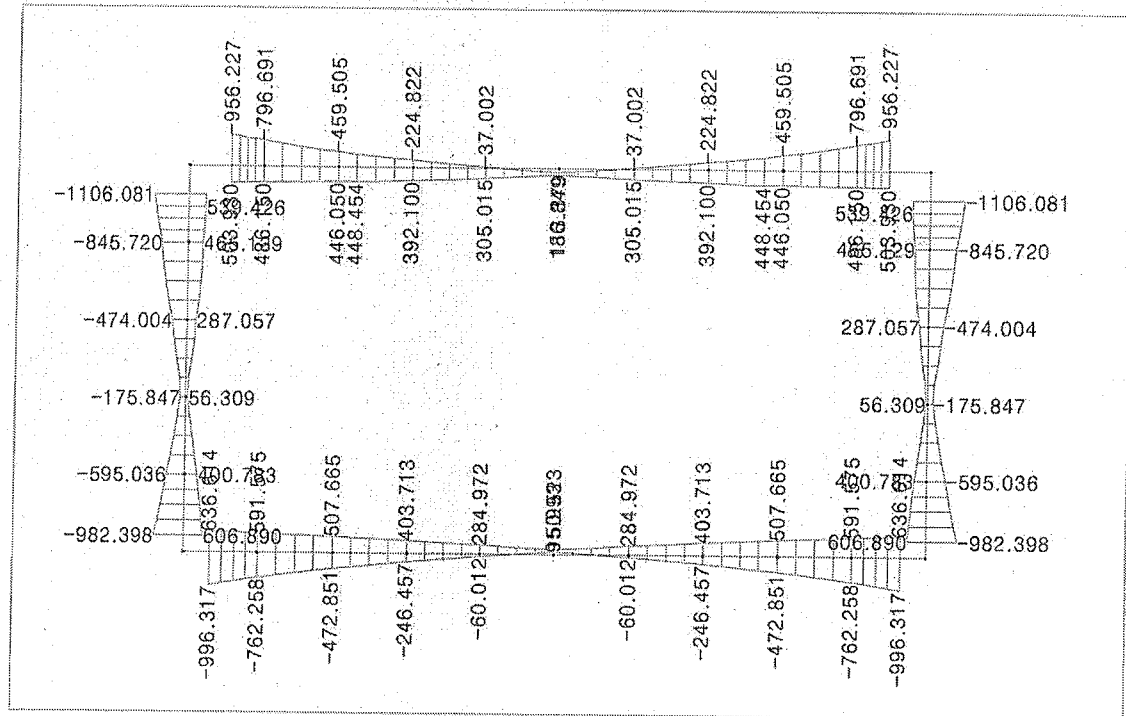


4) 단면력 정리

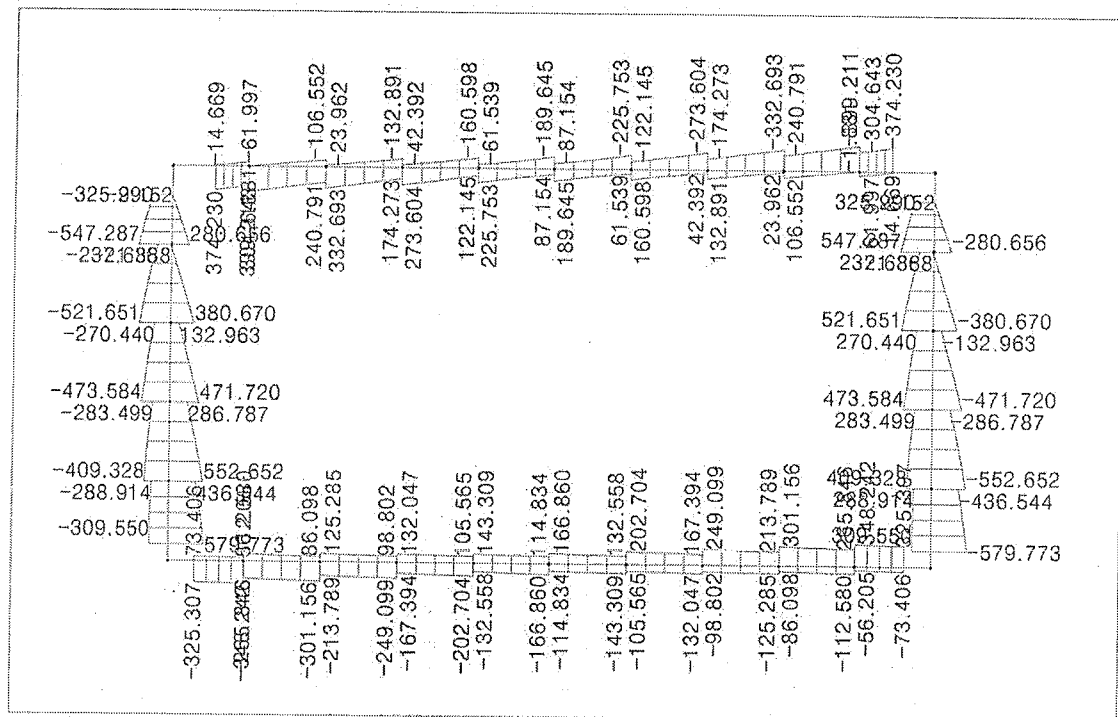
구분	위 치			계수하중			B mm	H mm	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN			
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	694.22	247.67	396.62	1000.00	1266.67	
		좌측 (하면)	2	297.19	247.67	396.62	1000.00	1100.00	
		중앙부	3	145.81	141.04	242.72	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	4	694.22	247.67	396.62	1000.00	1266.67	
		우측 (하면)	5	297.19	247.67	396.62	1000.00	1100.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	422.42	225.20	454.71	1000.00	1100.00	
		좌측 (하면)	7	734.33	225.20	454.71	1000.00	1100.00	
		중앙부	8	114.74	109.97	199.18	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	9	422.42	225.20	454.71	1000.00	1100.00	
		우측 (하면)	10	734.33	225.20	454.71	1000.00	1100.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	828.61	194.16	289.69	1000.00	1466.67	
		상부 (내측)	12	332.31	194.16	289.69	1000.00	1300.00	
		중앙부 (외측)	13	105.05	444.94	291.61	1000.00	1300.00	
		중앙부 (내측)	14	44.07	444.94	291.61	1000.00	1300.00	
		하부 (외측)	15	723.05	385.20	317.80	1000.00	1300.00	
		하부 (내측)	16	406.62	385.20	317.80	1000.00	1300.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	828.61	194.16	289.69	1000.00	1466.67	
		상부 (내측)	18	332.31	194.16	289.69	1000.00	1300.00	
		중앙부 (외측)	19	105.05	444.94	247.96	1000.00	1300.00	
		중앙부 (내측)	20	44.07	444.94	247.96	1000.00	1300.00	
		하부 (외측)	21	723.05	385.20	317.80	1000.00	1300.00	
		하부 (내측)	22	406.62	385.20	317.80	1000.00	1300.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

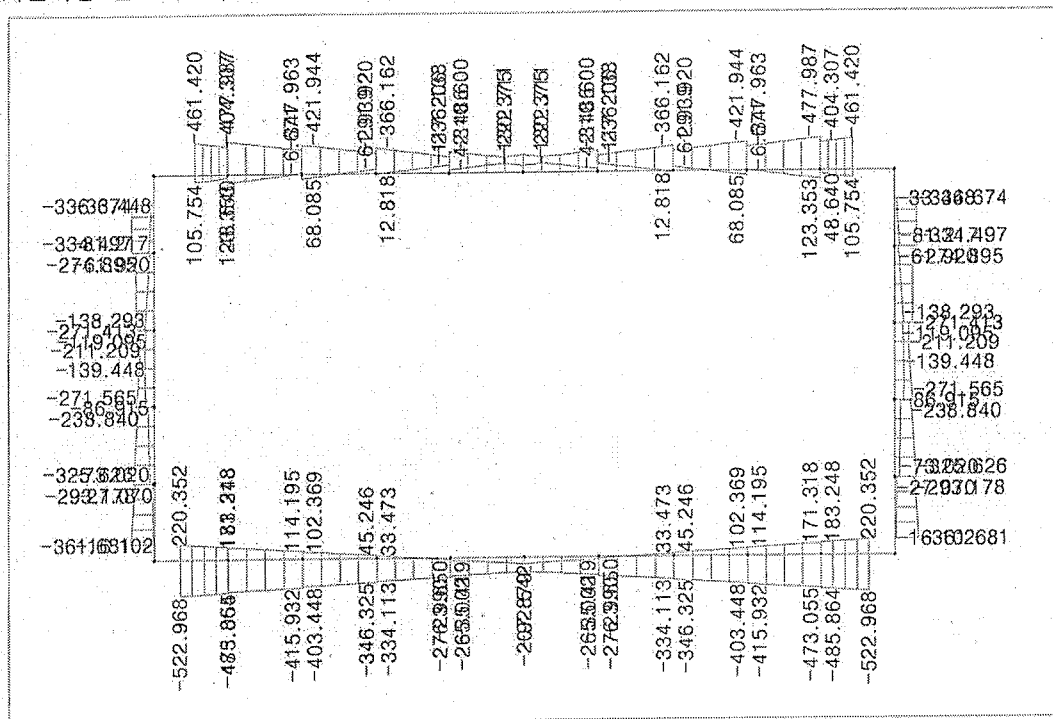
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



3) 지진하중 검토시 : 반대 방향도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B mm	H mm	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN			
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	956.23	313.34	461.42	1000.00	1266.67	
		좌측 (하면)	2	503.93	313.34	461.42	1000.00	1100.00	
		중앙부	3	186.85	189.65	255.22	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	4	956.23	313.34	461.42	1000.00	1266.67	
		우측 (하면)	5	503.93	313.34	461.42	1000.00	1100.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	636.61	284.99	522.97	1000.00	1100.00	
		좌측 (하면)	7	996.32	284.99	522.97	1000.00	1100.00	
		중앙부	8	150.52	166.86	207.88	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	9	636.61	284.99	522.97	1000.00	1100.00	
		우측 (하면)	10	996.32	284.99	522.97	1000.00	1100.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	1106.08	284.04	336.67	1000.00	1466.67	
		상부 (내측)	12	539.13	284.04	336.67	1000.00	1300.00	
		중앙부 (외측)	13	175.85	547.29	334.50	1000.00	1300.00	
		중앙부 (내측)	14	56.31	547.29	334.50	1000.00	1300.00	
		하부 (외측)	15	982.40	501.73	361.68	1000.00	1300.00	
		하부 (내측)	16	606.89	501.73	361.68	1000.00	1300.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	1106.08	284.04	336.67	1000.00	1466.67	
		상부 (내측)	18	539.13	284.04	336.67	1000.00	1300.00	
		중앙부 (외측)	19	175.85	547.29	274.90	1000.00	1300.00	
		중앙부 (내측)	20	56.31	547.29	274.90	1000.00	1300.00	
		하부 (외측)	21	982.40	501.73	361.68	1000.00	1300.00	
		하부 (내측)	22	606.89	501.73	361.68	1000.00	1300.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트

(kN.m)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고	
			2D	3D	붕괴	기능			
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-1251.70	-	-956.23	-694.22	-1251.70	
		좌측 (하면)	2	-	-	503.93	297.19	503.93	
		중앙부	3	1285.62	-	186.85	145.81	1285.62	
		우측 (상면)	4	-1239.78	-	-956.23	-694.22	-1239.78	
		우측 (하면)	5	-	-	503.93	297.19	503.93	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-	-	636.61	422.42	636.61	
		좌측 (하면)	7	-1744.43	-	-996.32	-734.33	-1744.43	
		중앙부	8	1260.80	-	150.52	114.74	1260.80	
		우측 (상면)	9	-	-	636.61	422.42	636.61	
		우측 (하면)	10	-1737.49	-	-996.32	-734.33	-1737.49	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-1777.79	-	-1106.08	-828.61	-1777.79	
		상부 (내측)	12	-	-	539.13	332.31	539.13	
		중앙부 (외측)	13	-1458.75	-	-175.85	-105.05	-1458.75	
		중앙부 (내측)	14	-	-	56.31	44.07	56.31	
		하부 (외측)	15	-1987.31	-	-982.40	-723.05	-1987.31	
		하부 (내측)	16	-	-	606.89	406.62	606.89	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-1767.65	-	-1106.08	-828.61	-1767.65	
		상부 (내측)	18	-	-	539.13	332.31	539.13	
		중앙부 (외측)	19	-1459.93	-	-175.85	-105.05	-1459.93	
		중앙부 (내측)	20	-	-	56.31	44.07	56.31	
		하부 (외측)	21	-1980.91	-	-982.40	-723.05	-1980.91	
		하부 (내측)	22	-	-	606.89	406.62	606.89	

2) 전단력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	통과	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	737.64	-	313.34	247.67	737.64	
		중앙부	3	62.44	-	189.65	141.04	189.65	
		우측	5	-737.64	-	-313.34	-247.67	-737.64	
하부 슬래브	1 경간	좌측	6	-811.17	-	-284.99	-225.20	-811.17	
		중앙부	8	-235.61	-	-166.86	-109.97	-235.61	
		우측	10	811.00	-	284.99	225.20	811.00	
좌측 벽체	1 층	상부	11	-136.77	-	-284.04	-194.16	-284.04	
		중앙부	13	-262.47	-	-547.29	-444.94	-547.29	
		하부	16	417.27	-	501.73	385.20	501.73	
우측 벽체	1 층	상부	17	132.32	-	284.04	194.16	284.04	
		중앙부	19	262.74	-	547.29	444.94	547.29	
		하부	22	-414.65	-	-501.73	-385.20	-501.73	

3) 축력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	통과	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-403.69	-	-461.42	-396.62	-461.42	
		중앙부	3	-403.69	-	-255.22	-242.72	-403.69	
		우측	5	-403.69	-	-461.42	-396.62	-461.42	
하부 슬래브	1 경간	좌측	6	-718.95	-	-522.97	-454.71	-718.95	
		중앙부	8	-718.95	-	-207.88	-199.18	-718.95	
		우측	10	-718.95	-	-522.97	-454.71	-718.95	
좌측 벽체	1 층	상부	11	-1056.54	-	-336.67	-289.69	-1056.54	
		중앙부	13	-1165.90	-	-334.50	-291.61	-1165.90	
		하부	16	-1240.43	-	-361.68	-317.80	-1240.43	
우측 벽체	1 층	상부	17	-1056.54	-	-336.67	-289.69	-1056.54	
		중앙부	19	-1165.90	-	-274.90	-247.96	-1165.90	
		하부	22	-1240.43	-	-361.68	-317.80	-1240.43	

4) 사용모멘트

(kN.m)

구분	위 치		상시		지진시		적용값	비고	
			2D	3D	붕괴	기능			
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-833.31	-	-	-	-833.31	
		중앙부	3	915.90	-	-	-	915.90	
		우측	4	-825.86	-	-	-	-825.86	
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	-1231.97	-	-	-	-1231.97	
		중앙부	8	891.09	-	-	-	891.09	
		우측	10	-1227.63	-	-	-	-1227.63	
좌측 벽체	1 층	상부	11	-1201.81	-	-	-	-1201.81	
		중앙부	13	-1035.05	-	-	-	-1035.05	
		하부	15	-1410.82	-	-	-	-1410.82	
우측 벽체	1 층	상부	17	-1195.47	-	-	-	-1195.47	
		중앙부	19	-1035.79	-	-	-	-1035.79	
		하부	21	-1406.82	-	-	-	-1406.82	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치		b	d	Mu	Φ Mn	req'd As	BAR	use'd As	S.F	
			mm	mm	kN.m	kN.m	mm ²		mm ²		
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1000	1167	1251.70	1760.64	3233.65	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.41
		좌측 (하면)	1	1000	1020	503.93	690.72	1471.35	H25 - 4.0EA	2026.80	1.37
		중앙부	2	1000	1020	1285.62	1357.10	3832.58	H25 - 8.0EA	4053.60	1.06
		우측 (상면)	3	1000	1167	1239.78	1760.64	3202.08	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.42
		우측 (하면)	3	1000	1020	503.93	690.72	1471.35	H25 - 4.0EA	2026.80	1.37
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1000	1020	636.61	1357.10	1865.41	H25 - 8.0EA	4053.60	2.13
		좌측 (하면)	4	1000	1000	1744.43	2040.61	5383.22	H32 - 8.0EA	6353.60	1.17
		좌측 (배수구 단면)	4	1000	854	423.54	1509.20	1684.9	H32 - 8.0EA	6353.60	3.56
		중앙부	5	1000	1020	1260.80	1357.10	3756.07	H25 - 8.0EA	4053.60	1.08
		우측 (상면)	6	1000	1020	636.61	1357.10	1865.41	H25 - 8.0EA	4053.60	2.13
		우측 (하면)	6	1000	1000	1737.49	2040.61	5360.70	H32 - 8.0EA	6353.60	1.17
좌측벽체	1층	상부 (외측)	7	1000	1367	1777.79	3354.61	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6185.20	1.89
		상부 (내측)	7	1000	1220	539.13	4377.88	-	H16 - 8.0EA	6185.20	8.12
		중앙부 (외측)	8	1000	1200	1458.75	3218.88	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6185.20	2.21
		중앙부 (내측)	8	1000	1220	56.31	973.57	-	H16 - 8.0EA	6185.20	17.29
		하부 (외측)	9	1000	1200	1987.31	3732.90	-	H32 - 8.0EA	7942.40	1.88
		하부 (내측)	9	1000	1220	606.89	4514.88	-	H16 - 8.0EA	7942.40	7.44
우측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	1367	1767.65	3365.32	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6185.20	1.90
		상부 (내측)	10	1000	1220	539.13	4377.88	-	H16 - 8.0EA	6185.20	8.12
		중앙부 (외측)	11	1000	1200	1459.93	3870.87	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	7335.20	2.65
		중앙부 (내측)	11	1000	1220	56.31	986.70	-	H16 - 8.0EA	7335.20	17.52
		하부 (외측)	12	1000	1200	1980.91	3738.00	-	H32 - 8.0EA	7942.40	1.89
		하부 (내측)	12	1000	1220	606.89	4514.88	-	H16 - 8.0EA	7942.40	7.44

(2) 전단철근 요약

(2) 전단설계 요약

구분	부재 위치		ΦV_c	V_u	ΦV_n	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	649.5	737.6	1156.32	2.00	44.06	H13	150	253.40	0.K
		중앙부	2	662.5	189.6	920.98	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		우측	3	649.5	737.6	1156.32	2.00	44.06	H13	150	253.40	0.K
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	662.5	811.2	1179.45	2.00	72.87	H13	150	253.40	0.K
		좌측 (배수구단면)	4	489.7	783.7	871.86	2.00	194.90	H13	150	253.40	0.K
		중앙부	5	662.5	235.6	920.98	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		우측	6	662.5	811.0	1179.45	2.00	72.79	H13	150	253.40	0.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	824.7	284.0	1128.75	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		중앙부	8	829.4	547.3	1133.43	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		하부	9	832.5	501.7	1136.62	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
우측 벽체	1 층	상부	10	824.7	284.0	1128.75	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		중앙부	11	829.4	547.3	1133.43	2.00	-	H13	300	253.40	0.K
		하부	12	832.5	501.7	1136.62	2.00	-	H13	300	253.40	0.K

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1266.67	1166.67	100.00	1251.70	737.64

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4596.400 \times 400.00 = 1838560.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 80.112 \text{ mm, } c = 80.112 / \beta_1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1166.67 - 94.249) / 94.249 = 0.03414$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0 ; A_s = 3233.650 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.421]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 , \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times \{f_{ck} / f_y\} \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00394$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 80.112 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 4596.400 \times 400 \times (1166.67 - a/2) = 1760.640 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1251.699 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.407]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1000.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1000.00 = 649.519 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 737.636 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (737.636 - 649.519) \times 150.00 / (400 \times 1000.00 \times \phi) \times 1000 = 44.059 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 \text{ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1000.00 / 150.00 \times 1000 = 675.733 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1000.00 / 1000 = 3464.102 \text{ kN} \geq 675.733 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (866.025 + 675.733) = 1156.319 \text{ kN} \geq 737.636 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 설계조건

$f_{ck} = 27\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	1100.0	1020.0	80.0	503.930	737.636

② 휨검토

■ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2026.800 \times 400.00 = 810720.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 35.325 \text{ mm, } c = 35.325 / \beta_1 = 41.559 \text{ mm,}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (1020 - 41.559) / 41.559 = 0.0706$$

$$\epsilon_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면 } \phi = 0.850 \text{ 를 적용한다.}$$

■ 필요철근량 산정

$$\text{Req } A_s = M_u / (0.85 \times f_y \times (d - a / 2)) = 1471.352 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{(0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 1.7 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times M_u)})}{(0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b)} = 25.326 \text{ mm}$$

■ 사용철근량

$$\text{Use } A_s = \text{H25 @ 250.0mm} = 2026.8 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, P_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$P_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi_f (f_{ck} / f_y) \times \{6000 / (6000 + f_y)\} = 0.0209$$

$$P_{\text{use}} = A_s / bd = 0.002$$

$$4/3 P_{\text{req}} < P_{\text{use}} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore - \text{O.K.} -$$

■ 휨에 대한 검토

$$\phi M_n = 0.85 \times 2026.8 \times 400 \times (1,020.0 - a / 2) = 690.723 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 35.325 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (503.930 \text{ kN} \cdot \text{m}) [\text{안전률 } 1.371] \therefore - \text{O.K.} -$$

③ 전단검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1,020.0 = 662.509 \text{ kN}$$

$$< V_u (=737.636 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (737.636 - 662.509) \times 150 / (400 \times 1020 \times \Phi) \times 1000 = 36.827 \text{ kN}$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 (\text{H13} - 2 \text{ EA, C.T.C } 150 \text{ mm})$$

$$V_s = 253.40 \times 400.00 \times 1,020.00 / 150.00 \times 1000 = 689.248 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000 \times 1020 \times 1000 = 3533.384 \text{ kN} \geq 689.248 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$S = 150.00 < 510 \text{ (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2)} \therefore - \text{O.K.} -$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (883.345 + 689.248) = 1179.445 \text{ kN} \geq 737.636 \text{ kN} \therefore - \text{O.K.} -$$

■ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	파복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1020.00	80.00	1285.62	189.65

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4053.600 \times 400.00 = 1621440.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 70.651 \text{ mm, } c = 70.651 / \beta_1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1020.00 - 83.119) / 83.119 = 0.03381$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 3832.581 \text{ mm}^2$$

$$* \text{ 사용철근량} = 4053.6 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률} = 1.058]$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 8.0 \text{ EA} (= 4053.6 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00397$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족. } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 70.651 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 4053.600 \times 400 \times (1020.00 - a/2) = 1357.102 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1285.617 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.056]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1020.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1020.00 = 662.509 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 189.645 \text{ kN}) \text{ , 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1266.67	1166.67	100.00	1239.78	737.64

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4596.400 \times 400.00 = 1838560.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 80.112 \text{ mm, } c = 80.112 / \beta_1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1166.67 - 94.249) / 94.249 = 0.03414$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0 \quad A_s = 3202.077 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.435]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \quad , \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00394$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 80.112 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 4596.400 \times 400 \times (1166.67 - a/2) = 1760.640 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1239.777 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.420]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1000.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1000.00 = 649.519 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 737.636 \text{ kN}) \quad , \quad \text{전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (737.636 - 649.519) \times 150.00 / (400 \times 1000.00 \times \phi) \times 1000 = 44.059 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 \quad (\text{H13-2.0 EA, C.T.C } 150 \text{ mm})$$

$$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1000.00 / 150.00 \times 1000 = 675.733 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1000.00 / 1000 = 3464.102 \text{ kN} \geq 675.733 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (866.025 + 675.733) = 1156.319 \text{ kN} \geq 737.636 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

① 설계조건

$f_{ck} = 27\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	1100.0	1020.0	80.0	503.930	737.636

② 휨검토

■ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2026.800 \times 400.00 = 810720.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 35.325 \text{ mm, } c = 35.325 / \beta_1 = 41.559 \text{ mm,}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (1020 - 41.559) / 41.559 = 0.0706$$

$$\epsilon_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면 } \phi = 0.850 \text{ 를 적용한다.}$$

■ 필요철근량 산정

$$\text{Req } A_s = \text{Mu} / (0.85 \times f_y \times (d - a / 2)) = 1471.352 \text{ mm}^2$$

$$a = \{0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 1.7 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times \text{Mu})} / (0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b) = 25.326 \text{ mm}$$

■ 사용철근량

$$\text{Use } A_s = \text{H25 @ 250.0mm} = 2026.8 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, P_{\min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$P_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi_x (f_{ck} / f_y) \times \{6000 / (6000 + f_y)\} = 0.0209$$

$$P_{\text{use}} = A_s / bd = 0.002$$

$$4/3 P_{\text{req}} < P_{\text{use}} \rightarrow \text{철근비 만족,}$$

∴ - O.K -

■ 힘에 대한 검토

$$\phi M_n = 0.85 \times 2026.8 \times 400 \times (1,020.0 - a / 2) = 690.723 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 35.325 \text{ mm}$$

$$\geq \text{Mu} (503.930 \text{ kN} \cdot \text{m}) [\text{안전률 } 1.371]$$

∴ - O.K -

③ 전단검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1,020.0 = 662.509 \text{ kN}$$

$$< V_u (=737.636 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (737.636 - 662.509) \times 150 / (400 \times 1020 \times \Phi) \times 1000 = 36.827 \text{ kN}$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 (\text{H13} - 2 \text{ EA, C.T.C } 150 \text{ mm})$$

$$V_s = 253.40 \times 400.00 \times 1,020.00 / 150.00 \times 1000 = 689.248 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000 \times 1020 \times 1000 = 3533.384 \text{ kN} \geq 689.248 \text{ kN} \quad \therefore - \text{O.K} -$$

$$S = 150.00 < 510 \text{ (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2)} \quad \therefore - \text{O.K} -$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (883.345 + 689.248) = 1179.445 \text{ kN} \geq 737.636 \text{ kN} \quad \therefore - \text{O.K} -$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 설계조건

$f_{ck} = 27\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	1100.0	1020.0	80.0	636.614	811.167

② 휨검토

■ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4053.600 \times 400.00 = 1621440.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 70.651 \text{ mm, } c = 70.651 / \beta_1 = 83.119 \text{ mm,}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (1020 - 83.119) / 83.119 = 0.0338$$

$$\epsilon_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면 } \phi = 0.850 \text{ 를 적용한다.}$$

■ 필요철근량 산정

$$\text{Req } A_s = M_u / (0.85 \times f_y \times (d - a / 2)) = 1864.929 \text{ mm}^2$$

$$a = \{0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 1.7 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times M_u)} / (0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b) = 31.994 \text{ mm}$$

■ 사용철근량

$$\text{Use } A_s = \text{H25 @ 250.0mm} + \text{H25 @ 250.0mm} = 4053.6 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, P_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$P_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi_f (f_{ck} / f_y) \times \{6000 / (6000 + f_y)\} = 0.0209$$

$$P_{use} = A_s / bd = 0.004$$

$$\therefore P_{max} \geq P_{use} \geq P_{min} \rightarrow \text{철근비 만족,}$$

∴ - O.K -

■ 휨에 대한 검토

$$\phi M_n = 0.85 \times 4053.6 \times 400 \times (1,020.0 - a / 2) = 1357.102 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 70.651 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (636.614 \text{ kN} \cdot \text{m}) [\text{안전률 } 2.132]$$

∴ - O.K -

③ 전단검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1,020.0 = 662.509 \text{ kN}$$

$$< V_u (=811.167 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (811.167 - 662.509) \times 150 / (400 \times 1020 \times \phi) \times 1000 = 72.872 \text{ kN}$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 (\text{H13} - 2 \text{ EA, C.T.C } 150 \text{ mm})$$

$$V_s = 253.40 \times 400.00 \times 1,020.00 / 150.00 \times 1000 = 689.248 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000 \times 1020 \times 1000 = 3533.384 \text{ kN} \geq 689.248 \text{ kN} \quad \therefore - \text{O.K} -$$

$$S = 150.00 < 510 \text{ (d/2, 60cm 콘.설 } 7.4.2) \quad \therefore - \text{O.K} -$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (883.345 + 689.248) = 1179.445 \text{ kN} \geq 811.167 \text{ kN} \quad \therefore - \text{O.K} -$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1020.00	80.00	636.61	811.17

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4053.600 \times 400.00 = 1621440.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 70.651 \text{ mm, } c = 70.651 / \beta_1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1020.00 - 83.119) / 83.119 = 0.03381$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 1865.411 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.173]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00397$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 70.651 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 4053.600 \times 400 \times (1020.00 - a/2) = 1357.102 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 636.614 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 2.132]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1020.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1020.00 = 662.509 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 811.167 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (811.167 - 662.509) \times 150.00 / (400 \times 1020.00 \times \phi) \times 1000 = 72.871 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 \text{ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1020.00 / 150.00 \times 1000 = 689.248 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1020.00 / 1000 = 3533.384 \text{ kN} \geq 689.248 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (883.346 + 689.248) = 1179.445 \text{ kN} \geq 811.167 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1000.00	100.00	1744.43	811.17

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 6353.600 \times 400.00 = 2541440.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 110.738 \text{ mm, } c = 110.738 / \beta_1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1000.00 - 130.280) / 130.280 = 0.02003$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0 \quad A_s = 5383.223 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.180]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \quad , \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00635$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 110.738 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 6353.600 \times 400 \times (1000.00 - a/2) = 2040.614 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1744.432 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.170]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1000.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1000.00 = 649.519 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 811.167 \text{ kN}) \quad , \quad \text{전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (811.167 - 649.519) \times 150.00 / (400 \times 1000.00 \times \phi) \times 1000 = 80.824 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 \quad (\text{H13-2.0 EA, C.T.C } 150 \text{ mm})$$

$$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1000.00 / 150.00 \times 1000 = 675.733 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1000.00 / 1000 = 3464.102 \text{ kN} \geq 675.733 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (866.025 + 675.733) = 1156.319 \text{ kN} \geq 811.167 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	표복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	854.0	754.0	100.0	423.5	783.7

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 6353.600 \times 400.00 = 2541440.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 110.738 \text{ mm, } c = 110.738 / \beta_1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (754.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01436$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 1684.935 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.771]
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\text{수축온도철근비} = 0.00200$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / bd = 0.00843$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 110.738 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 6353.600 \times 400 \times (754.00 - a/2) = 1509.199 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 423.538 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K} \text{ [안전률 3.563]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 754.00 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 754.00 = 489.737 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 783.662 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (783.662 - 489.737) \times 150.00 / (400 \times 754.00 \times \phi) \times 1000 = 194.910 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 \text{ (D13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 754.00 / 150.00 \times 1000 = 509.503 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 754.00 \times 1000 = 2611.933 \text{ kN} \geq 509.503 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$s = 150.000 \leq 377.000 (d/2, 600 \text{ mm}) \text{ 콘.설 7.4.2 } \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (652.983 + 509.503) = 871.865 \text{ kN} \geq 783.662 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1020.00	80.00	1260.80	235.61

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4053.600 \times 400.00 = 1621440.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 70.651 \text{ mm, } c = 70.651 / \beta_1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1020.00 - 83.119) / 83.119 = 0.03381$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 3756.066 \text{ mm}^2$$

$$* \text{ 사용철근량} = 4053.6 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률} = 1.079]$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 8.0 \text{ EA} (= 4053.6 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times \rho_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00397$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 70.651 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 4053.600 \times 400 \times (1020.00 - a/2) = 1357.102 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1260.802 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.076]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1020.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1020.00 = 662.509 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 235.608 \text{ kN}) \therefore \text{전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

① 설계조건

$f_{ck} = 27\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $K_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	1100.0	1020.0	80.0	636.614	810.995

② 휨검토

■ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4053.600 \times 400.00 = 1621440.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 70.651 \text{ mm, } c = 70.651 / \beta_1 = 83.119 \text{ mm,}$$

$$e_y = f_y / E_s = 400 / 200000 = 0.002$$

$$e_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.0030 \times (1020 - 83.119) / 83.119 = 0.0338$$

$$e_t \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배단면 } \phi = 0.850 \text{ 를 적용한다.}$$

■ 필요철근량 산정

$$\text{Req } A_s = M_u / (0.85 \times f_y \times (d - a / 2)) = 1864.929 \text{ mm}^2$$

$$a = \{0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d - \sqrt{((0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times d)^2 - 1.7 \times k_1 \times f_{ck} \times b \times M_u)} / (0.85 \times k_1 \times f_{ck} \times b) = 31.994 \text{ mm}$$

■ 사용철근량

$$\text{Use } A_s = \text{H25 @ 250.0mm} + \text{H25 @ 250.0mm} = 4053.6 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, P_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$P_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi_f (f_{ck} / f_y) \times \{6000 / (6000 + f_y)\} = 0.0209$$

$$P_{use} = A_s / bd = 0.004$$

$$\therefore P_{max} \geq P_{use} \geq P_{min} \rightarrow \text{철근비 만족,}$$

∴ - O.K -

■ 힘에 대한 검토

$$\phi M_n = 0.85 \times 4053.6 \times 400 \times (1,020.0 - a / 2) = 1357.102 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$; a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 70.651 \text{ mm}$$

$$\geq M_u (636.614 \text{ kN} \cdot \text{m}) \text{ [안전률 2.132]}$$

∴ - O.K -

③ 전단검토

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1,020.0 = 662.509 \text{ kN}$$

< $V_u (=810.995 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$$A_{v_req} = (810.995 - 662.509) \times 150 / (400 \times 1020 \times \phi) \times 1000 = 72.787 \text{ kN}$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 \text{ (H13 - 2 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 253.40 \times 400.00 \times 1,020.00 / 150.00 \times 1000 = 689.248 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000 \times 1020 \times 1000 = 3533.384 \text{ kN} \geq 689.248 \text{ kN} \therefore - \text{O.K} -$$

$$S = 150.00 < 510 \text{ (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2)} \therefore - \text{O.K} -$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (883.345 + 689.248) = 1179.445 \text{ kN} \geq 810.995 \text{ kN} \therefore - \text{O.K} -$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1000.00	100.00	1737.49	811.00

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 6353.600 \times 400.00 = 2541440.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 110.738 \text{ mm, } c = 110.738 / \beta_1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1000.00 - 130.280) / 130.280 = 0.02003$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0 \quad A_s = 5360.697 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.185]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325 \quad , \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00635$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 110.738 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 6353.600 \times 400 \times (1000.00 - a/2) = 2040.614 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1737.490 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.174]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1000.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1000.00 = 649.519 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 810.995 \text{ kN}) \quad , \quad \text{전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (810.995 - 649.519) \times 150.00 / (400 \times 1000.00 \times \phi) \times 1000 = 80.738 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 253.400 \text{ mm}^2 \quad (\text{H13-2.0 EA, C.T.C } 150 \text{ mm})$$

$$V_s = 253.400 \times 400.0 \times 1000.00 / 150.00 \times 1000 = 675.733 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1000.00 / 1000 = 3464.102 \text{ kN} \geq 675.733 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (866.025 + 675.733) = 1156.319 \text{ kN} \geq 810.995 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 좌측벽체 상부 외측

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,467	100	1,367	1056.54	1777.786	1682.6

㉡ 철근비 검토

$A_s = 4596.400 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, $d_1 = 100.00$
 $A_{sf} = 1588.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00$ mm
 $\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0042) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉢ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1466.7 \times 1000.0 = 33660000.0 \text{ N}$$

$$C_s = A_s \times f_y = 1838560.0 \text{ N}, C_s' = A_{sf} \times f_y = 635520.0 \text{ N}$$

$$X_p = (33660000.0 \times 733.33 + 1838560.0 \times 100.000 + 635520.0 \times 1386.667) / 36134080.0 \\ = 712.599 \text{ mm}$$

- 평형상태 계산

$$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 820.00 \text{ mm}, a_b = k_1 \times c_b = 697.00 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 697000.000 = 15996.150 \text{ kN}, \sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}, \sum T_{si} = 1838.560 \text{ kN}$$

$$P_b = 15996.150 + 599.057 - 1838.560 = 14756.647 \text{ kN}$$

$$M_b = C_c \times 405.568 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 8017.626 \text{ kN.m}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴} \quad (e_b = M_b/P_b = 543.323 \text{ mm}, e = M_u/P_u = 1682.649 \text{ mm})$$

㉣ 공칭강도 산정

- 반복치산법을 이용하여 $c = 188.25 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 160.01 \text{ mm}$ 를 사용.

$$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 160013.940 = 3672.320 \text{ kN}$$

$$\sum C_{si} = 511.708 \text{ kN}, \sum T_{si} = 1838.560 \text{ kN}$$

$$P_n = 3672.320 + 511.708 - 1838.560 = 2345.468 \text{ kN}$$

$$M_n = C_c \times 632.592 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 3946.593 \text{ kN.m}$$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1682.646)| = 0.0031 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉤ 강도감소계수(ϕ) 산정

$$d_t = 1466.67 - 100.00 = 1366.667 \text{ mm}$$

$$c = 188.252 \text{ mm}, a = k_1 \times c = 160.014 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1366.67 - 188.25) / 188.25 = 0.01878$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉥ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 28793.704 \text{ kN} \geq P_n = 2345.468 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.85 \times 2345.468 = 1993.648 \text{ kN} \geq P_u = 1056.540 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi M_n = \phi P_n \times 1.683 = 3354.610 \text{ kN.m} \geq M_u = 1777.786 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

㉦ 전단에 대한 검토 ($d = 1200.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1200.00 = 824.670 \text{ kN} \\ \geq V_u (= 284.039 \text{ kN}), \text{전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	80	1,220	1056.54	539.13	510.3

㉕ 철근비 검토

$A_s = 1588.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 4596.400 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, $d_1 = 100.00$

$\rho_{min} (= 0.0012) \leq \rho_{use} (= 0.0048) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1300.0 \times 1000.0 = 29835000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 635520.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 1838560.0 \text{ N}$

$X_p = (29835000.0 \times 650.00 + 635520.0 \times 80.000 + 1838560.0 \times 1200.000) / 32309080.0$
 $= 670.086 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 732.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 622.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 622200.000 = 14279.490 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 1733.073 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_b = 14279.490 + 1733.073 - 635.520 = 15377.043 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 318.814 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 5845.892 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($e_b = M_b/P_b = 380.170 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 510.279 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 469.77 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 399.30 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 399302.597 = 9163.995 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 1733.073 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_n = 9163.995 + 1733.073 - 635.520 = 10261.547 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 470.435 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 5236.316 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 510.285)| = 0.0062 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉘ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 \text{ mm}$

$c = 469.768 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 399.303 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1220.00 - 469.77) / 469.77 = 0.00479$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.84$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.650 + (0.0048 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.836$

㉙ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 25733.704 \text{ kN} \geq P_n = 10261.547 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.84 \times 10261.547 = 8579.395 \text{ kN} \geq P_u = 1056.540 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.510 = 4377.885 \text{ kN.m} \geq M_u = 539.130 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉚ 전단에 대한 검토

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1220.00} = 838.414 \text{ kN}$

$\geq V_u (= 284.039 \text{ kN})$, 전단보강 불필요.

■ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

㉑ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	파복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
1,000	1,300	100	1,200	1165.896	1458.753	1251.2

㉒ 철근비 검토

$A_s = 4596.400 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, $d_1 = 100.00$

$A_{s1} = 1588.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{\min} (= 0.0015) \leq \rho_{\text{use}} (= 0.0048) \leq \rho_{\max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉓ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1300.0 \times 1000.0 = 29835000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 1838560.0 \text{ N}$, $C_{s1} = A_{s1} \times f_y = 635520.0 \text{ N}$

$X_p = (29835000.0 \times 650.00 + 1838560.0 \times 100.000 + 635520.0 \times 1220.000) / 32309080.0$
 $= 629.914 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 720.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 612.00 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 612000.000 = 14045.400 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 1838.560 \text{ kN}$

$P_b = 14045.400 + 599.057 - 1838.560 = 12805.897 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 364.086 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 6441.508 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 503.011 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1251.186 \text{ mm}$)

㉔ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 220.16 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 187.14 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 187137.222 = 4294.799 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 570.424 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 1838.560 \text{ kN}$

$P_n = 4294.799 + 570.424 - 1838.560 = 3026.663 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 536.345 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 3786.904 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1251.181)| = 0.0049 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉕ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 \text{ mm}$

$c = 220.161 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 187.137 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1200.00 - 220.16) / 220.16 = 0.01335$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉖ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 25733.704 \text{ kN} \geq P_n = 3026.663 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 3026.663 = 2572.664 \text{ kN} \geq P_u = 1165.896 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 1.251 = 3218.881 \text{ kN.m} \geq M_u = 1458.753 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉗ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1200.00} = 829.353 \text{ kN}$

$\geq V_u (= 547.287 \text{ kN})$, 전단보강 불필요.

■ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	파복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	80	1,220	1165.896	56.309	48.3

㉟ 철근비 검토

$A_s = 1588.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 4596.400 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, $d_1 = 100.00$

$\rho_{min} (= 0.0012) \leq \rho_{use} (= 0.0048) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㊱ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1300.0 \times 1000.0 = 29835000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 635520.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 1838560.0 \text{ N}$

$X_p = (29835000.0 \times 650.00 + 635520.0 \times 80.000 + 1838560.0 \times 1200.000) / 32309080.0$
 $= 670.086 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 732.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 622.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 622200.000 = 14279.490 \text{ kN}$, $\Sigma C_{si} = 1733.073 \text{ kN}$, $\Sigma T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_b = 14279.490 + 1733.073 - 635.520 = 15377.043 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 318.814 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 5845.892 \text{ kN.m}$

$eb > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($eb = M_b/P_b = 380.170 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 48.297 \text{ mm}$)

㊲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1431.27 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1216.58 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1216579.361 = 27920.496 \text{ kN}$

$\Sigma C_{si} = 1873.786 \text{ kN}$, $\Sigma T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 27920.496 + 1873.786 - 0.000 = 29794.283 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 61.796 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 1439.107 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 48.301)| = 0.0045 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㊳ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 \text{ mm}$

$c = 1431.270 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1216.579 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1220.00 - 1431.27) / 1431.27 = -0.00044$

$\rightarrow$ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400을 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.78$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.783$

㊴ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 25733.704 \text{ kN} < P_n = 29794.283 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.78 \times 25733.704 = 20158.068 \text{ kN} \geq P_u = 1165.896 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.048 = 973.573 \text{ kN.m} \geq M_u = 56.309 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㊵ 전단에 대한 검토

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1220.00 = 843.175 \text{ kN}$

$\geq V_u (= 547.287 \text{ kN})$, 전단보강 불필요.

■ TITLE : 좌측벽체 하부_외측

㉠ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	100	1,200	1240.425	1987.312	1602.1

㉡ 철근비 검토

$A_s = 6353.600 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 1588.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0061) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉢ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1300.0 \times 1000.0 = 29835000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 2541440.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 635520.0 \text{ N}$

$X_p = (29835000.0 \times 650.00 + 2541440.0 \times 100.000 + 635520.0 \times 1220.000) / 33011960.0$
 $= 618.631 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 720.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 612.00 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 612000.000 = 14045.400 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2541.440 \text{ kN}$

$P_b = 14045.400 + 599.057 - 2541.440 = 12103.017 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 375.369 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 6950.529 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 574.281 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1602.122 \text{ mm}$)

㉣ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 240.09 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 204.08 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 204075.193 = 4683.526 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2541.440 \text{ kN}$

$P_n = 4683.526 + 599.057 - 2541.440 = 2741.143 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 516.594 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 4391.637 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1602.119)| = 0.0028 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉤ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 \text{ mm}$

$c = 240.088 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 204.075 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1200.00 - 240.09) / 240.09 = 0.01199$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉥ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 26263.746 \text{ kN} \geq P_n = 2741.143 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 2741.143 = 2329.971 \text{ kN} \geq P_u = 1240.425 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.602 = 3732.898 \text{ kN.m} \geq M_u = 1987.312 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉦ 전단에 대한 검토

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1200.00} = 832.545 \text{ kN}$

$\geq V_u (= 501.727 \text{ kN})$, 전단보강 불필요.

■ TITLE : 좌측벽체 하부_내측

㉓ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	80	1,220	1240.425	606.89	489.3

㉔ 철근비 검토

$A_s = 1588.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 6353.600 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0012) \leq \rho_{use} (= 0.0061) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉕ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1300.0 \times 1000.0 = 29835000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 635520.0 \text{ N}$, $C_{s'} = A_{sf} \times f_y = 2541440.0 \text{ N}$

$X_p = (29835000.0 \times 650.00 + 635520.0 \times 80.000 + 2541440.0 \times 1200.000) / 33011960.0$
 $= 681.369 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 732.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 622.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 622200.000 = 14279.490 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 2395.625 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_b = 14279.490 + 2395.625 - 635.520 = 16039.595 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 307.531 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 6016.016 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($e_b = M_b/P_b = 375.073 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 489.260 \text{ mm}$)

㉖ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 491.69 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 417.93 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 417934.608 = 9591.599 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 2395.625 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_n = 9591.599 + 2395.625 - 635.520 = 11351.704 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 472.401 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 5553.960 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 489.262)| = 0.0025 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉗ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 \text{ mm}$

$c = 491.688 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 417.935 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1220.00 - 491.69) / 491.69 = 0.00444$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.81$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.650 + (0.0044 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.813$

㉘ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 26263.746 \text{ kN} \geq P_n = 11351.704 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.81 \times 11351.704 = 9227.988 \text{ kN} \geq P_u = 1240.425 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.489 = 4514.882 \text{ kN.m} \geq M_u = 606.890 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉙ 전단에 대한 검토

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1220.00} = 846.420 \text{ kN}$

$\geq V_u (= 501.727 \text{ kN})$, 전단보강 불필요.

■ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,467	100	1,367	1056.54	1767.645	1673.1

㉞ 철근비 검토

$A_s = 4596.400 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, $d_1 = 100.00$

$A_{sf} = 1588.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0042) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K$

㉞ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1466.7 \times 1000.0 = 33660000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 1838560.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 635520.0 \text{ N}$

$X_p = (33660000.0 \times 733.33 + 1838560.0 \times 100.000 + 635520.0 \times 1386.667) / 36134080.0$
 $= 712.599 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 820.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 697.00 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 697000.000 = 15996.150 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 1838.560 \text{ kN}$

$P_b = 15996.150 + 599.057 - 1838.560 = 14756.647 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 405.568 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 8017.626 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 543.323 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1673.051 \text{ mm}$)

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 189.22 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 160.84 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 160837.905 = 3691.230 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 513.784 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 1838.560 \text{ kN}$

$P_n = 3691.230 + 513.784 - 1838.560 = 2366.454 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 632.180 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 3959.217 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1673.059)| = 0.0086 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉞ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 1466.67 - 100.00 = 1366.667 \text{ mm}$

$c = 189.221 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 160.838 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1366.67 - 189.22) / 189.22 = 0.01867$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉞ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 28793.704 \text{ kN} \geq P_n = 2366.454 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 2366.454 = 2011.486 \text{ kN} \geq P_u = 1056.540 \text{ kN} \therefore O.K$

$\phi M_n = \phi P_n \times 1.673 = 3365.317 \text{ kN.m} \geq M_u = 1767.645 \text{ kN.m} \therefore O.K$

㉞ 전단에 대한 검토 ($d = 1200.00 \text{ mm}$)

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1200.00 = 824.670 \text{ kN}$

$\geq V_u (= 284.039 \text{ kN})$, 전단보강 불필요.

■ TITLE : 우측벽체 상부_내측

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	80	1,220	1056.54	539.13	510.3

㉟ 철근비 검토

$A_s = 1588.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 4596.400 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, $d_1 = 100.00$

$\rho_{min} (= 0.0012) \leq \rho_{use} (= 0.0048) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㊱ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1300.0 \times 1000.0 = 29835000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 635520.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 1838560.0 \text{ N}$

$X_p = (29835000.0 \times 650.00 + 635520.0 \times 80.000 + 1838560.0 \times 1200.000) / 32309080.0$
 $= 670.086 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 732.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 622.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 622200.000 = 14279.490 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 1733.073 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_b = 14279.490 + 1733.073 - 635.520 = 15377.043 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 318.814 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 5845.892 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 380.170 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 510.279 \text{ mm}$)

㊲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 469.77 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 399.30 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 399302.597 = 9163.995 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 1733.073 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_n = 9163.995 + 1733.073 - 635.520 = 10261.547 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 470.435 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 5236.316 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 510.285)| = 0.0062 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㊳ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 \text{ mm}$

$c = 469.768 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 399.303 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1220.00 - 469.77) / 469.77 = 0.00479$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.84$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.650 + (0.0048 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.836$

㊴ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 25733.704 \text{ kN} \geq P_n = 10261.547 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.84 \times 10261.547 = 8579.395 \text{ kN} \geq P_u = 1056.540 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.510 = 4377.885 \text{ kN.m} \geq M_u = 539.130 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㊵ 전단에 대한 검토

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1220.00} = 838.414 \text{ kN}$

$\geq V_u (= 284.039 \text{ kN})$, 전단보강 불필요.

■ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	100	1,200	1165.896	1459.928	1252.2

㉕ 철근비 검토

$A_s = 5746.400 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, $d_1 = 100.00$

$A_{sf} = 1588.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{\min} (= 0.0015) \leq \rho_{\text{use}} (= 0.0056) \leq \rho_{\max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1300.0 \times 1000.0 = 29835000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 2298560.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 635520.0 \text{ N}$

$X_p = (29835000.0 \times 650.00 + 2298560.0 \times 100.000 + 635520.0 \times 1220.000) / 32769080.0$
 $= 622.475 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 720.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 612.00 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 612000.000 = 14045.400 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2298.560 \text{ kN}$

$P_b = 14045.400 + 599.057 - 2298.560 = 12345.897 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 371.525 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 6777.106 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 548.936 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1252.194 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 273.55 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 232.52 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 232518.339 = 5336.296 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2298.560 \text{ kN}$

$P_n = 5336.296 + 599.057 - 2298.560 = 3636.793 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 506.216 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 4553.971 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1252.194)| = 0.0003 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉘ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 \text{ mm}$

$c = 273.551 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 232.518 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1200.00 - 273.55) / 273.55 = 0.01016$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉙ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 26080.590 \text{ kN} \geq P_n = 3636.793 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 3636.793 = 3091.274 \text{ kN} \geq P_u = 1165.896 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.252 = 3870.875 \text{ kN.m} \geq M_u = 1459.928 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉚ 전단에 대한 검토

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1200.00} = 829.353 \text{ kN}$

$\geq V_u (= 547.287 \text{ kN})$, 전단보강 불필요.

■ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	80	1,220	1165.896	56.309	48.3

㉟ 철근비 검토

$A_s = 1588.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 5746.400 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0012) \leq \rho_{use} (= 0.0056) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㊱ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1300.0 \times 1000.0 = 29835000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 635520.0 \text{ N}$, $C_{s'} = A_{sf} \times f_y = 2298560.0 \text{ N}$

$X_p = (29835000.0 \times 650.00 + 635520.0 \times 80.000 + 2298560.0 \times 1200.000) / 32769080.0$
 $= 677.525 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 732.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 622.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 622200.000 = 14279.490 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 2166.680 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_b = 14279.490 + 2166.680 - 635.520 = 15810.650 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 311.375 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 5958.055 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 376.838 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 48.297 \text{ mm}$)

㊲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1430.06 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1215.55 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1215550.842 = 27896.892 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 2306.706 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 27896.892 + 2306.706 - 0.000 = 30203.598 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 69.749 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 1458.446 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 48.287)| = 0.0098 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㊳ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 \text{ mm}$

$c = 1430.060 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1215.551 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1220.00 - 1430.06) / 1430.06 = -0.00044$

$\rightarrow$ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\phi = 0.78$ 를 적용한다.

$\phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.783$

㊴ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 26080.590 \text{ kN} < P_n = 30203.598 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.78 \times 26080.590 = 20429.795 \text{ kN} \geq P_u = 1165.896 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.048 = 986.697 \text{ kN.m} \geq M_u = 56.309 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㊵ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1220.00} = 843.175 \text{ kN}$

$\geq V_u (= 547.287 \text{ kN})$, 전단보강 불필요.

■ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
1,000	1,300	100	1,200	1240.425	1980.913	1597

㉕ 철근비 검토

$A_s = 6353.600 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 1588.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0061) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K.}$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1300.0 \times 1000.0 = 29835000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 2541440.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 635520.0 \text{ N}$

$X_p = (29835000.0 \times 650.00 + 2541440.0 \times 100.000 + 635520.0 \times 1220.000) / 33011960.0$
 $= 618.631 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 720.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 612.00 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 612000.000 = 14045.400 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2541.440 \text{ kN}$

$P_b = 14045.400 + 599.057 - 2541.440 = 12103.017 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 375.369 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 6950.529 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 574.281 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1596.963 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 240.74 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 204.62 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 204624.796 = 4696.139 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 599.057 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2541.440 \text{ kN}$

$P_n = 4696.139 + 599.057 - 2541.440 = 2753.756 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 516.319 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 4397.654 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1596.966)| = 0.0024 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉘ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 \text{ mm}$

$c = 240.735 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 204.625 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1200.00 - 240.74) / 240.74 = 0.01195$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉙ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 26263.746 \text{ kN} \geq P_n = 2753.756 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 2753.756 = 2340.693 \text{ kN} \geq P_u = 1240.425 \text{ kN} \therefore \text{O.K.}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.597 = 3738.000 \text{ kN.m} \geq M_u = 1980.913 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K.}$

㉚ 전단에 대한 검토

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1200.00} = 832.545 \text{ kN}$

$\geq V_u (= 501.727 \text{ kN})$, 전단보강 불필요.

■ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	파복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN.m})$	e(mm)
1,000	1,300	80	1,220	1240.425	606.89	489.3

㉟ 철근비 검토

$A_s = 1588.800 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 6353.600 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0012) \leq \rho_{use} (= 0.0061) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㊱ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1300.0 \times 1000.0 = 29835000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 635520.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 2541440.0 \text{ N}$

$X_p = (29835000.0 \times 650.00 + 635520.0 \times 80.000 + 2541440.0 \times 1200.000) / 33011960.0$
 $= 681.369 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 732.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 622.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 622200.000 = 14279.490 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 2395.625 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_b = 14279.490 + 2395.625 - 635.520 = 16039.595 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 307.531 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 6016.016 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 375.073 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 489.260 \text{ mm}$)

㊲ 공칭강도 산정

- 반복식산법을 이용하여 $c = 491.69 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 417.93 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 417934.608 = 9591.599 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 2395.625 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 635.520 \text{ kN}$

$P_n = 9591.599 + 2395.625 - 635.520 = 11351.704 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 472.401 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 5553.960 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n(=489.262)| = 0.0025 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㊳ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 \text{ mm}$

$c = 491.688 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 417.935 \text{ mm}$

$\varepsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\varepsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1220.00 - 491.69) / 491.69 = 0.00444$

$\varepsilon_y < \varepsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\phi = 0.81$ 를 적용한다.

$\phi = 0.650 + (0.0044 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.813$

㊴ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 26263.746 \text{ kN} \geq P_n = 11351.704 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.81 \times 11351.704 = 9227.988 \text{ kN} \geq P_u = 1240.425 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.489 = 4514.882 \text{ kN.m} \geq M_u = 606.890 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㊵ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1220.00} = 846.420 \text{ kN}$

$\geq V_u (= 501.727 \text{ kN})$, 전단보강 불필요

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1100 \times 0.0020 = 2200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10.0\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 상부슬래브 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1100 \times 0.0020 = 2200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10.0\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1100 \times 0.0020 = 2200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10.0\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1100 \times 0.0020 = 2200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10.0\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1100 \times 1000 = 1650.0 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800) \\ \therefore 1650.0 \text{ mm}^2 &\leq 1986.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

5) 하부슬래브 : 1경간(좌측)-배수구단면

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 854 \times 0.0020 = 1708.0 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10.0\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1708.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 854 \times 1000 = 1281.00 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800) \\ \therefore 1281.00 \text{ mm}^2 &\leq 1986.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

6) 하부슬래브 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1100 \times 0.0020 = 2200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10.0\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1100 \times 1000 = 1650.0 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800) \\ \therefore 1650.0 \text{ mm}^2 &\leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

7) 하부슬래브 : 1경간(우측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1100 \times 0.0020 = 2200.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10.0\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1100 \times 1000 = 1650.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1650.0 \text{ mm}^2 &\leq 1986.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

8) 좌측벽체 : 상부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1300 \times 0.0020 = 2600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10.0\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

9) 좌측벽체 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1300 \times 0.0020 = 2600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10.0\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

10) 좌측벽체 : 하부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1300 \times 0.0020 = 2600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10.0\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

11) 우측벽체 : 상부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1300 \times 0.0020 = 2600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10.0\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\begin{aligned} \text{필요 철근량} &: 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

12) 우측벽체 : 중앙부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1300 \times 0.0020 = 2600.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 10.0\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800)$$

$$\therefore 1800.0 \text{ mm}^2 \leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

13) 우측벽체 : 하부

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1300 \times 0.0020 = 2600.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used As} = \text{H16} - 10.0\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

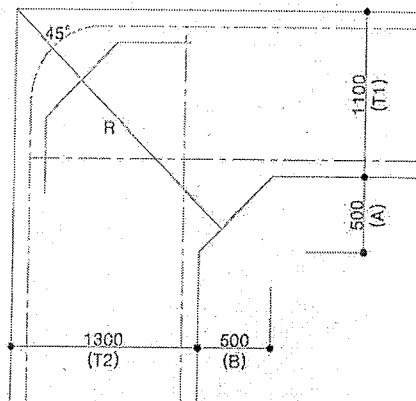
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 \quad (\leq 1800)$$

$$\therefore 1800.0 \text{ mm}^2 \leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 1201.807 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 1201.807 \text{ kN.m}$

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 2050.610 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H25 @250 - 4EA = 2026.800 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total } A_{sb} = 2026.800 \text{ mm}^2$$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1201.81 \times 10^6}{2050.610^2 \times 1000} = 1.429 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 1201.81 \times 10^6}{2050.610 \times 180} = 6511.923 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 2026.800 \text{ mm}^2$$

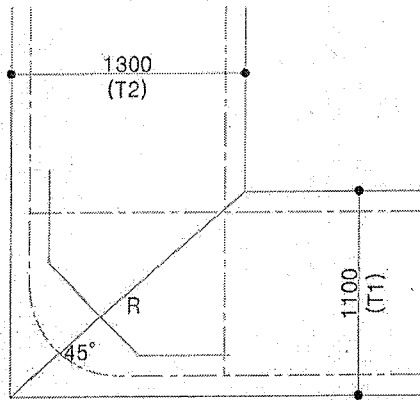
$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 6511.923 \text{ mm}^2 - 2026.800 \text{ mm}^2 \\ &= 4485.123 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = H29 - 4EA, H25 - 4EA$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 4596.400 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 4485.123 \text{ mm}^2) \longrightarrow \text{O.K !!!}$$

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 1410.817 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 1410.817 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T_1^2 + T_2^2)} = 1702.939 \text{ mm}$$

□ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H32 @250 - 4EA = 3176.800 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 3176.800 \text{ mm}^2$$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1410.82 \times 10^6}{1702.939^2 \times 1000} = 2.432 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량 (A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 1410.82 \times 10^6}{1702.939 \times 180} = 9205.114 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 3176.800 \text{ mm}^2$$

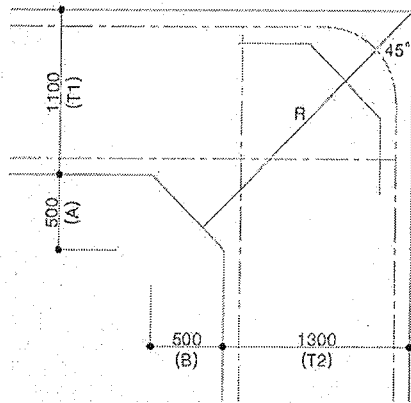
$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 9205.114 \text{ mm}^2 - 3176.800 \text{ mm}^2 \\ &= 6028.314 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = H25 - 8EA, H22 - 8EA$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 7150.400 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 6028.314 \text{ mm}^2) \longrightarrow \text{O.K !!!}$$

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 1195.469 \text{ kN.m}$
- 절정부 휨모멘트 : $M_o = 1195.469 \text{ kN.m}$

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 2050.610 \text{ mm}$$

■ 절정부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H25 @250 - 4EA = 2026.800 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 2026.800 \text{ mm}^2$$

- 절정부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1195.47 \times 10^6}{2050.610^2 \times 1000} = 1.421 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절정부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 1195.47 \times 10^6}{2050.610 \times 180} = 6477.580 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 2026.800 \text{ mm}^2$$

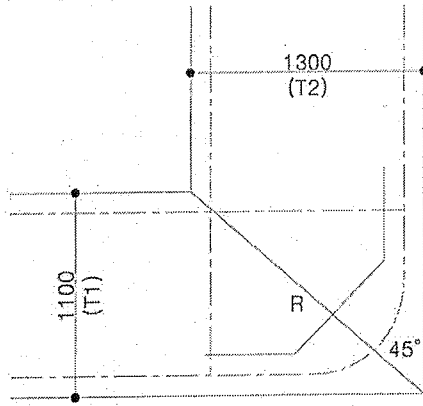
$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 6477.580 \text{ mm}^2 - 2026.800 \text{ mm}^2 \\ &= 4450.780 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = H29 - 4EA, H25 - 4EA$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 4596.400 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 4450.780 \text{ mm}^2) \longrightarrow \text{O.K !!!}$$

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 1406.818 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 1406.818 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T_1^2 + T_2^2)} = 1702.939 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H32 \text{ @}250 - 4EA = 3176.800 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 3176.800 \text{ mm}^2$$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1406.82 \times 10^6}{1702.939^2 \times 1000} = 2.426 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량 (A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 1406.82 \times 10^6}{1702.939 \times 180} = 9179.022 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 3176.800 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 9179.022 \text{ mm}^2 - 3176.800 \text{ mm}^2 \\ &= 6002.222 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = H25 - 8EA, H22 - 8EA$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 7150.400 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 6002.222 \text{ mm}^2) \longrightarrow \text{O.K !!!}$$

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	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1167	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	257.730	0.K	2.062
		중앙부	2	1020	H25 - 8.0EA	125	161.904	0.K	1.295
		우측	3	1167	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	261.984	0.K	2.096
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1000	H32 - 8.0EA	125	161.334	0.K	1.291
		중앙부	5	1020	H25 - 8.0EA	125	171.112	0.K	1.369
		우측	6	1000	H32 - 8.0EA	125	162.646	0.K	1.301
좌측 벽체	1 층	상부	7	1367	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	171.153	0.K	1.369
		중앙부	8	1200	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	177.042	0.K	1.416
		하부	9	1200	H32 - 8.0EA	125	181.859	0.K	1.455
우측 벽체	1 층	상부	10	1367	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	173.193	0.K	1.386
		중앙부	11	1200	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	274.505	0.K	2.196
		하부	12	1200	H32 - 8.0EA	125	182.972	0.K	1.464

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 833.311 \times 1000000 / [4596.400 \times (1166.667 - 243.705/3)] \\ = 167.027 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 4596.400/1000.0 + 7 \times 4596.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1166.7)/(7 \times 4596.400)]} \\ = 243.705 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4596.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA}, \text{H25} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 4596.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 167.03) - 2.5 \times 85.50 = 257.73 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 167.03) = 377.18 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 257.73 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 257.73 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

2) 상부슬래브 종양부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 915.900 \times 1000000 / [4053.600 \times (1020.000 - 213.886/3)]$$

$$= 238.164 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 4053.600/1000.0 + 7 \times 4053.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1020.0)/(7 \times 4053.600)]}$$

$$= 213.886 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4053.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 4053.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 25/2 = 67.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 238.16) - 2.5 \times 67.50 = 161.90 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 238.16) = 264.52 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 161.90 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 161.90 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 825.860 \times 1000000 / [4596.400 \times (1166.667 - 243.705/3)]$$

$$= 165.534 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 4596.400/1000.0 + 7 \times 4596.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1166.7)/(7 \times 4596.400)]}$$

$$= 243.705 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4596.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA}, \text{H25} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 4596.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 165.53) - 2.5 \times 85.50 = 261.98 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 165.53) = 380.59 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 261.98 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 261.98 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

4) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 1231.968 \times 1000000 / [6353.600 \times (1000.000 - 257.068/3)] \\ = 212.073 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 6353.600/1000.0 + 7 \times 6353.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1000.0)/(7 \times 6353.600)]} \\ = 257.068 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 6353.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 212.07) - 2.5 \times 84.00 = 161.33 \text{ mm} \\ 300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 212.07) = 297.07 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 161.33 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 161.33 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 하부슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 285.297 \times 1000000 / [6353.600 \times (754.000 - 218.292/3)] \\ = 65.914 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 6353.600/1000.0 + 7 \times 6353.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 754.0)/(7 \times 6353.600)]} \\ = 218.292 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 6353.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 65.91) - 2.5 \times 84.00 = 984.73 \text{ mm} \\ 300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 65.91) = 955.79 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 955.79 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 955.79 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 891.087 \times 1000000 / [4053.600 \times (1020.000 - 213.886/3)] \\ = 231.712 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 4053.600/1000.0 + 7 \times 4053.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1020.0)/(7 \times 4053.600)]} \\ = 213.886 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4053.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 4053.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 25/2 = 67.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 231.71) - 2.5 \times 67.50 = 171.11 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 231.71) = 271.89 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 171.11 mm를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 171.11 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

6) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1227.629 \times 1000000 / [6353.600 \times (1000.000 - 257.068/3)] \\ = 211.326 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 6353.600/1000.0 + 7 \times 6353.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1000.0)/(7 \times 6353.600)]} \\ = 257.068 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 6353.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 211.33) - 2.5 \times 84.00 = 162.65 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 211.33) = 298.12 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 162.65 mm를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 162.65 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 좌측벽체 상부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1201.807 \times 1000000 / [4596.400 \times (1366.667 - 266.120/3)] \\ = 204.597 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4596.400/1000.0 + 7 \times 4596.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1366.7)/(7 \times 4596.400)]} \\ = 266.120 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4596.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA}, \text{H25} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 4596.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 204.60) - 2.5 \times 85.50 = 171.15 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 204.60) = 307.92 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 171.15 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 171.15 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

8) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1035.051 \times 1000000 / [4596.400 \times (1200.000 - 247.566/3)] \\ = 201.514 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4596.400/1000.0 + 7 \times 4596.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1200.0)/(7 \times 4596.400)]} \\ = 247.566 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4596.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA}, \text{H25} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 4596.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 201.51) - 2.5 \times 85.50 = 177.04 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 201.51) = 312.63 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 177.04 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 177.04 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

9) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 1410.817 \times 1000000 / [6353.600 \times (1200.000 - 285.250/3)]$$

$$= 200.965 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 6353.600/1000.0 + 7 \times 6353.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1200.0)/(7 \times 6353.600)]}$$

$$= 285.250 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 6353.6 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100.0 mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 200.97) - 2.5 \times 84.00 = 181.86 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 200.97) = 313.49 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 181.86 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 181.86 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

10) 우측벽체 상부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 1195.469 \times 1000000 / [4596.400 \times (1366.667 - 266.120/3)]$$

$$= 203.518 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 4596.400/1000.0 + 7 \times 4596.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1366.7)/(7 \times 4596.400)]}$$

$$= 266.120 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4596.4 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100.0 mm)}$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA}, \text{H25} - 4.0 \text{ EA} (= 4596.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 203.52) - 2.5 \times 85.50 = 173.19 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 203.52) = 309.55 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 173.19 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 173.19 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

11) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1035.785 \times 1000000 / [5746.400 \times (1200.000 - 273.076/3)] \\ = 162.537 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 5746.400/1000.0 + 7 \times 5746.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1200.0)/(7 \times 5746.400)]} \\ = 273.076 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 5746.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29 - 4.0 \text{ EA}, H32 - 4.0 \text{ EA} \quad (= 5746.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 162.54) - 2.5 \times 84.00 = 274.51 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 162.54) = 387.60 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 274.51 mm를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 274.51 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

12) 우측벽체 하부

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1406.818 \times 1000000 / [6353.600 \times (1200.000 - 285.250/3)] \\ = 200.396 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 6353.600/1000.0 + 7 \times 6353.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1200.0)/(7 \times 6353.600)]} \\ = 285.250 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 6353.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H32 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 200.40) - 2.5 \times 84.00 = 182.97 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 200.40) = 314.38 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 182.97 mm를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 182.97 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

(2) 처짐검토

■ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : $L = 10.700 \text{ m}$
- $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 부재두께(T) = 1.10 m

■ 처짐계산을 하지 않는 경우의 횡 부재의 최소두께 ($f_y = 400 \text{ MPa}$ 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	$l / 16$	$l / 18.5$	$l / 21$	$l / 8$

$$T_{min} = L / 28$$

$$T = 10.700 / 28$$

$$T = 0.382 \text{ m} < 1.100 \text{ m} \longrightarrow \text{O.K.}$$

19. 기초 지지력 검토

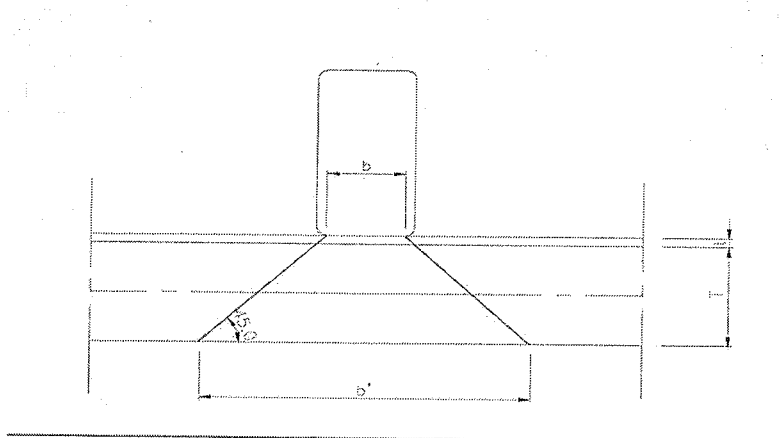
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = $941.850 / 12.000 = 78.487 \text{ kN/m}^2$
- 상부연직하중 = 83.380 kN/m^2 (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = $0.04 \times 23.00 = 0.920 \text{ kN/m}^2$

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m^2
- 상재활하중 = 0.000 kN/m^2
- 암거 내부 활하중

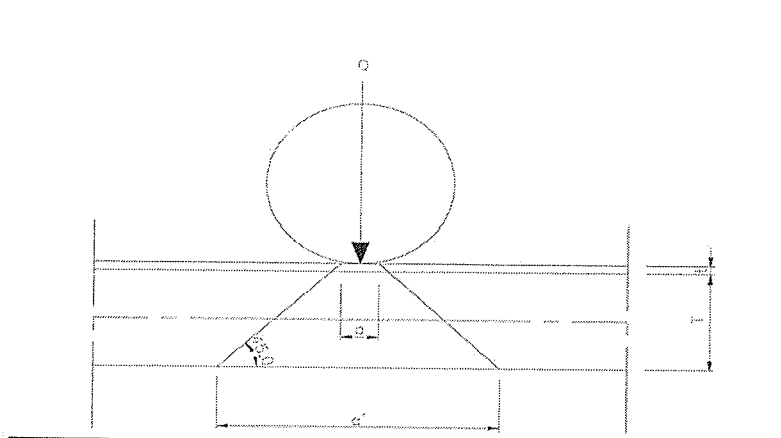


$t = 40 \text{ mm}$ (암거내부 포장두께)

$T = 1100 \text{ mm}$ (하부 슬래브 두께)

$$b' = 0.500 + 2 \times (1.100 + 0.040) \times \cot 45^\circ$$

$$= 2.780 \text{ m}$$



$$a' = 0.200 + 2 \times (1.100 + 0.040) \times \cot 45^\circ$$

$$= 2.480 \text{ m}$$

$$Q_z = 96.0 / (2.780 \times 2.480) = 13.924 \text{ kN/m}^2$$

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= 78.49 + 83.38 + 15.00 + 0.92 + 13.92 \\ &= 191.712 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2) 지반의 허용연직지지력

$$Q_a = 752.85 \text{ kN/m}^2 \geq Q_{\max} = 191.712 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	: 12.000 × 1.100 × 25.000	= 330.000 kN/m
- 하부슬래브	: 12.000 × 1.100 × 25.000	= 330.000 kN/m
- 벽체	: 1.300 × 2.970 × 25.000 × 2	= 193.050 kN/m
	: 1.300 × 2.970 × 25.000 × 2	= 193.050 kN/m
- 현치	: 0.125 × 2 × 25.000	= 6.250 kN/m
- 포장	: 7.400 × 0.040 × 23.000	= 6.808 kN/m
- 전단키	: 0.000 × 0.000 × 25.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 토사(수위 이상)	: 12.000 × 1.000 × 19.000	= 228.000 kN/m
- 토사(수위 이하)	: 12.000 × 3.397 × 10.000	= 407.640 kN/m
- 수직수압	: 12.000 × 3.397 × 10.000	= 407.640 kN/m
$\therefore \Sigma$		= 2102.438 kN/m

(2) 측면마찰력

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

※ 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

$$\begin{aligned} F1 &= K_u \times \gamma \times D1^2 \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 3.458 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F2 &= K_u \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma \times t + D2^2 \times \gamma_{\text{sub}}) \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 3.397 \times 19.000 + 3.397^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 44.492 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Sigma = 3.458 + 44.492 = 47.950 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 2102.438 + 47.950 = 2150.388 \text{ kN/m}$$

2) 부력

$$\begin{aligned} U &= B \times h_s \times \gamma_w \text{ (여기서, } h_s = \text{지하수위 심도)} \\ &= 12.000 \times 11.537 \times 10.000 \\ &= 1384.440 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) 안정검토

$$\begin{aligned} F_s &= R / U \\ &= 2150.388 / 1384.440 \\ &= 1.553 > 1.05 \therefore \text{OK} \rightarrow \text{부력안전성 확보} \end{aligned}$$

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -13.7 m (보링주상도 NBB-6 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	: 12.000 × 1.100 × 25.000	= 330.000 kN/m
- 하부슬래브	: 12.000 × 1.100 × 25.000	= 330.000 kN/m
- 벽체	: 1.300 × 2.970 × 25.000 × 2	= 193.050 kN/m
	: 1.300 × 2.970 × 25.000 × 2	= 193.050 kN/m
- 현치	: 0.125 × 2 × 25.000	= 6.250 kN/m
- 포장	: 7.400 × 0.040 × 23.000	= 6.808 kN/m
- 전단키	: 0.000 × 0.000 × 25.000 × 2	= 0.000 kN/m
- 토사(수위 이상)	: 12.000 × 13.700 × 19.000	= 3123.600 kN/m
- 토사(수위 이하)	: 12.000 × -9.303 × 10.000	= -1116.360 kN/m
- 수직수압	: 12.000 × -9.303 × 10.000	= -1116.360 kN/m
$\therefore \Sigma$		= 1950.038 kN/m

(2) 측면마찰력

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

※ 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

$$\begin{aligned} F1 &= K_u \times \gamma_t \times D1^2 \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times 19.000 \times 13.700^2 \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 648.979 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F2 &= K_u \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma_t + D2^2 \times \gamma_{sub}) \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times (2 \times 13.700 \times -9.303 \times 19.000 + -9.303^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= -723.879 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Sigma = 648.979 + -723.879 = -74.900 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 1950.038 + -74.900 = 1875.138 \text{ kN/m}$$

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

■ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전율 $F_s = 1.1$ (R/B)

일반적으로 굴착지면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{330.000}{12.000 \times 10.000 \times 1.100} = 2.500 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.500 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{523.050}{12.000 \times 10.000 \times 1.100} = 3.963 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.963 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{529.300}{12.000 \times 10.000 \times 1.100} = 4.010 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.010 m 이하유지

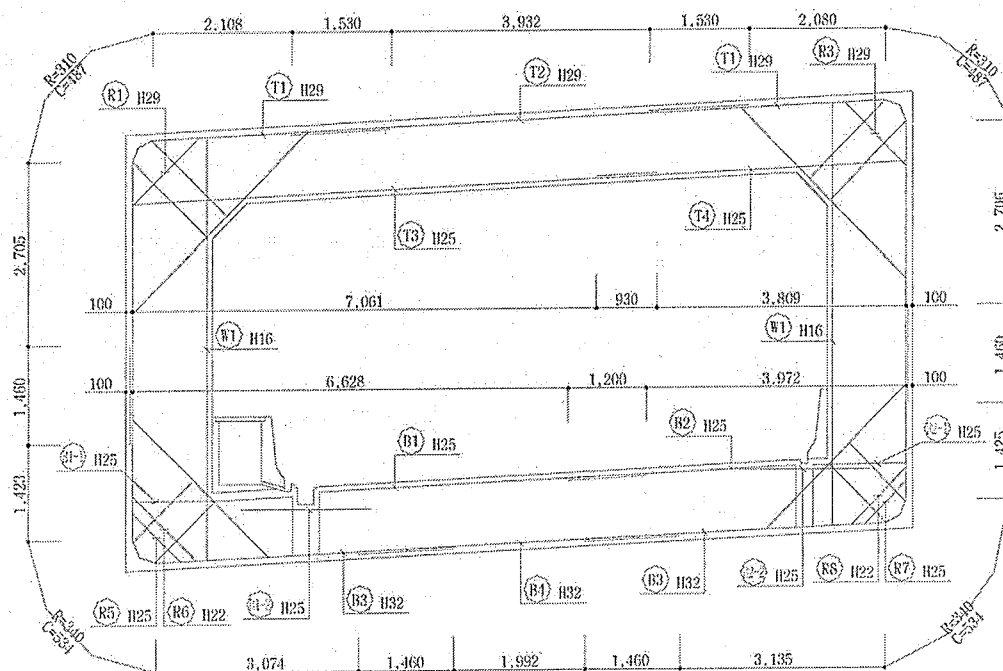
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{1052.350}{12.000 \times 10.000 \times 1.100} = 7.972 \text{ m}$$

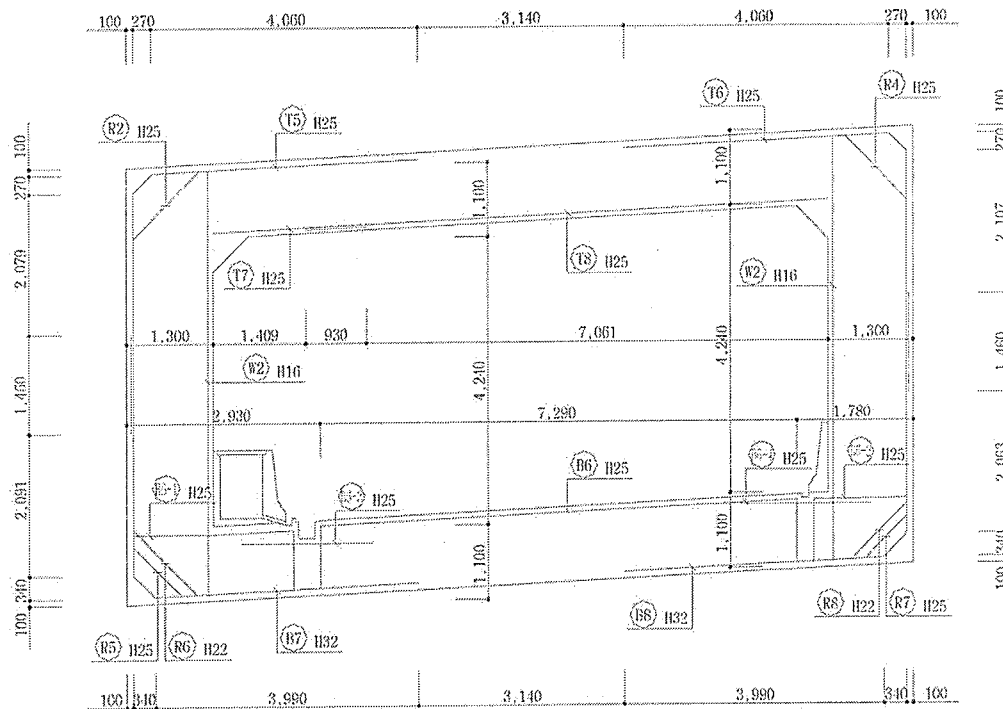
∴ 구조물 저면으로 부터 7.972 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)

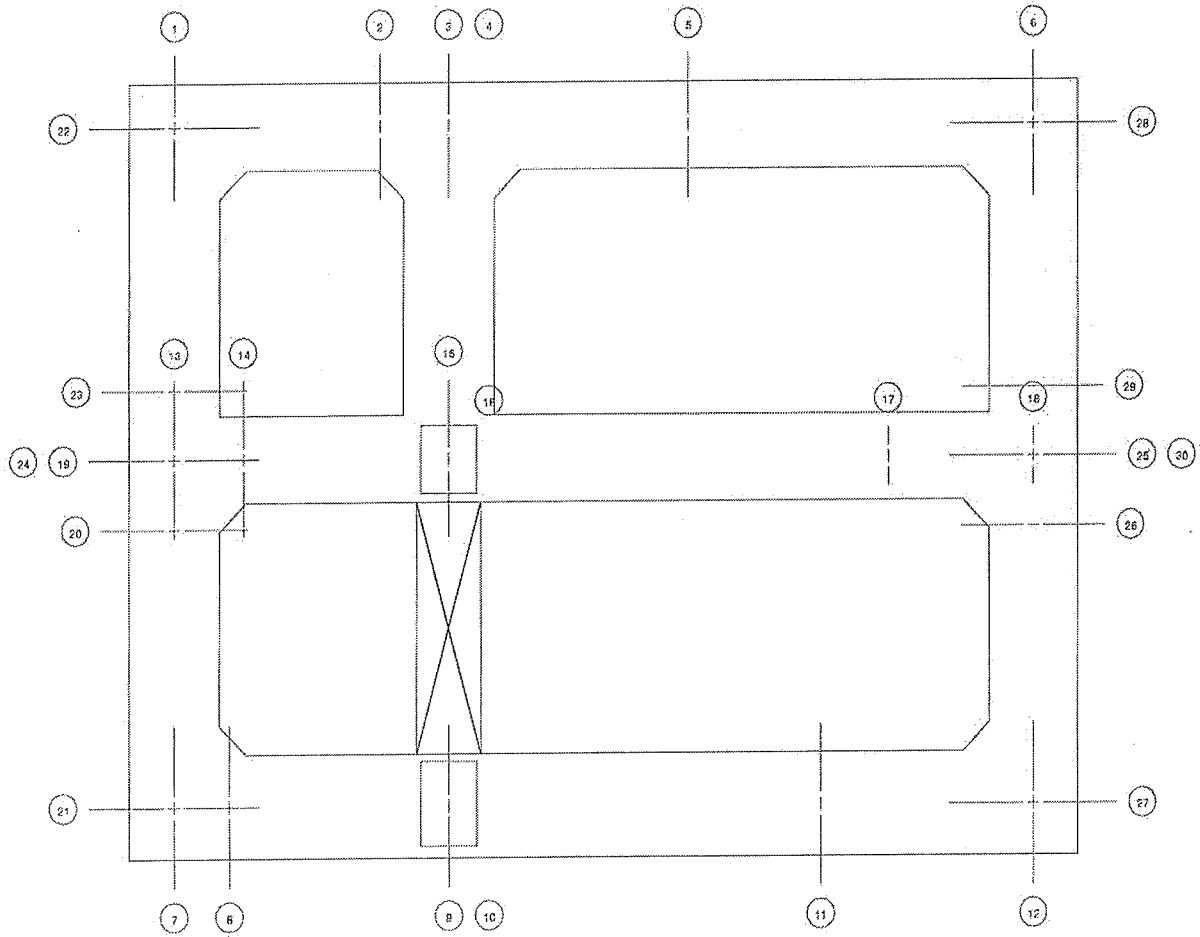


4.3 집수정 본체

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. 거더,기둥,내측벽체 검토
 18. 절점부 검토
 19. 사용성 검토
 20. 기초 지지력 검토
 21. 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	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1567	1327.97	1866.52	2528.63	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.41
		중앙부	2	1000	1420	569.98	1091.01	1189.25	H19 - 8.0EA	2292.00	1.91
		우측	3	1000	1542	867.65	4186.96	1670.17	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	4.83
	2경간	좌측	4	1000	1542	3245.75	4186.96	6421.94	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	1.29
		중앙부	5	1000	1420	2086.74	2402.95	4443.32	H29 - 8.0EA	5139.20	1.15
		우측	6	1000	1538	3662.17	4429.80	7306.40	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.21
하부슬래브	1경간	좌측	7	1000	1817	5652.72	6035.60	9593.19	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.07
		중앙부	8	1000	1675	2972.74	6154.90	5368.99	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.80	2.07
		우측	9	1000	1655	2827.08	6076.74	5163.64	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.80	2.15
	2경간	좌측	10	1000	1655	4659.35	6076.74	8675.14	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.80	1.30
		중앙부	11	1000	1673	4505.02	5840.07	8277.91	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 8.0EA	10885.60	1.30
		우측	12	1000	1817	6312.34	7370.38	10776.78	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.17
중간슬래브	1경간	좌측	13	1000	1556	3415.24	4193.93	6708.59	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	1.23
		중앙부	14	1000	1420	1614.74	2402.95	3416.15	H29 - 8.0EA	5139.20	1.49
		우측	15	1000	1420	1324.32	2676.52	2790.80	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	2.02
	2경간	좌측	16	1000	1420	2279.76	2676.52	4867.34	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.17
		좌측(배수구 단면)	10	1000	1254	1233.34	1938.16	3221.80	H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5139.20	1.57
		중앙부	17	1000	1420	1573.33	2402.95	3326.67	H29 - 8.0EA	5139.20	1.53
		우측	18	1000	1553	3444.09	3895.20	6779.07	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.13

좌측벽체	1층	상부	19	1000	1767	3307.08	5514.05	-	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	11078.80	1.67
		중앙부	20	1000	1620	2903.02	6666.80	-	H32 - 8.0EA	11078.80	2.30
		하부	21	1000	1717	4717.71	9147.78	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	16632.00	1.94
	2층	상부	22	1000	1767	1746.74	4529.73	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	9928.80	2.59
		중앙부	23	1000	1620	1971.76	6518.16	-	H32 - 8.0EA	11078.80	3.31
		하부	24	1000	1767	549.65	9009.10	-	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	11078.80	16.39
우측벽체	1층	상부	25	1000	1767	2871.52	9276.02	-	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	10471.60	3.23
		중앙부	26	1000	1620	2528.71	8784.93	-	H32 - 8.0EA	10471.60	3.47
		하부	27	1000	1717	5683.20	11866.40	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	19060.80	2.09
	2층	상부	28	1000	1738	4350.84	8312.44	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	15276.80	1.91
		중앙부	29	1000	1620	1804.61	8888.91	-	H32 - 8.0EA	10471.60	4.93
		하부	30	1000	1767	68.89	845.45	-	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	10471.60	12.27
하부거더	지정부			1200	1650	1013.04	3319.82	-	H25 - 12.0 EA	6080.40	3.28
	중앙부			1200	1720	723.60	3464.53	-	H25 - 12.0 EA	6080.40	4.79
중간거더	지정부			1200	1370	694.38	2110.46	-	H22 - 12.0 EA	4645.20	3.04
	중앙부			1200	1400	495.99	2157.84	-	H22 - 12.0 EA	4645.20	4.35

구분	부재 위치		b	d	Pu	ΦPn	Mu	ΦMn	BAR	use 'd As	S.F
			mm	mm	kN.m	kN.m	kN.m	kN.m		mm ²	
기둥	1층	축력최대	1200	1120	10913.54	20524.44	1056.97	1987.78	H22 - 44EA	17032.40	1.88
		모멘트최대	1200	1120	4168.97	9397.04	2243.00	5055.82	H22 - 44EA	17032.40	2.25
내측벽체	2층	축력최대	1000	1620	3137.72	6495.42	2718.93	5628.46	H19- 8.0EA	2292.00	2.07
		모멘트최대	1000	1620	1210.84	2184.31	1620.50	2923.33	H19- 8.0EA	2292.00	1.80

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치		단면적비			0.0015hs			
			필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	1986.0	0.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	3310.7	0.K	-	-	-
		우측	3	1800.0	3310.7	0.K	-	-	-
	2 경간	좌측	4	1800.0	3310.7	0.K	-	-	-
		중앙부	5	1800.0	1986.0	0.K	-	-	-
		우측	6	1800.0	3310.7	0.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	1800.0	2647.3	0.K	1800.0	2647.3	0.K
		중앙부	8	1800.0	2647.3	0.K	1800.0	2647.3	0.K
		우측	9	1800.0	2647.3	0.K	1800.0	2647.3	0.K
	2 경간	좌측	10	1800.0	2647.3	0.K	1800.0	2647.3	0.K
		중앙부	11	1800.0	2647.3	0.K	1800.0	2647.3	0.K
		우측	12	1800.0	2647.3	0.K	1800.0	2647.3	0.K
중간 슬래브	1 경간	좌측	13	1800.0	1986.0	0.K	-	-	-
		중앙부	14	1800.0	1986.0	0.K	-	-	-
		우측	15	1800.0	1986.0	0.K	-	-	-
	2 경간	좌측	16	1800.0	1986.0	0.K	-	-	-
		좌측 (배수구단면)	16	1800.0	2647.3	0.K	-	-	-
		중앙부	17	1800.0	3310.7	0.K	-	-	-
좌측 벽체	1 층	우측	18	1800.0	3310.7	0.K	-	-	-
		1층(상부)	19	1800.0	1986.0	0.K	1800.0	1986.0	0.K
		1층(중앙부)	20	1800.0	1986.0	0.K	1800.0	1986.0	0.K
	2 층	1층(하부)	21	1800.0	3972.0	0.K	1800.0	3972.0	0.K
		2층(상부)	22	1800.0	1986.0	0.K	1800.0	1986.0	0.K
		2층(중앙부)	23	1800.0	1986.0	0.K	1800.0	1986.0	0.K
우측 벽체	1 층	2층(하부)	24	1800.0	1986.0	0.K	1800.0	1986.0	0.K
		1층(상부)	25	1800.0	1986.0	0.K	1800.0	1986.0	0.K
		1층(중앙부)	26	1800.0	1986.0	0.K	1800.0	1986.0	0.K
	2 층	1층(하부)	27	1800.0	3310.7	0.K	1800.0	3310.7	0.K
		2층(상부)	28	1800.0	3310.7	0.K	1800.0	3310.7	0.K
		2층(중앙부)	29	1800.0	1986.0	0.K	1800.0	1986.0	0.K
	2층(하부)	30	1800.0	1986.0	0.K	1800.0	1986.0	0.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	
상부슬래브	1 경간	좌측	1	909.3	750.0	2021.49	2.00	-	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	2	922.3	592.9	2050.37	2.00	-	H16	150	397.20	0.K
		우측	3	893.6	560.9	1986.57	2.00	-	H16	150	397.20	0.K
	2 경간	좌측	4	893.6	1256.0	1986.57	2.00	131.69	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	5	922.3	589.8	1486.34	2.00	-	H16	300	397.20	0.K
		우측	6	890.6	1391.2	1979.91	2.00	182.53	H16	150	397.20	0.K
하부슬래브	1 경간	좌측	7	1071.7	1069.7	2962.61	2.00	-	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	8	1088.1	1348.7	3008.00	2.00	77.77	H19	150	573.00	0.K
		우측	9	1075.1	1064.3	2972.09	2.00	-	H19	150	573.00	0.K
	2 경간	좌측	10	1075.1	1789.8	2972.09	2.00	215.89	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	11	1086.5	1383.0	2045.02	2.00	177.25	H19	300	573.00	0.K
		우측	12	1071.7	1685.9	2962.61	2.00	186.11	H19	150	573.00	0.K
중간슬래브	1 경간	좌측	13	902.2	1822.5	2494.16	2.00	331.25	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	14	922.3	1851.3	2549.64	2.00	327.10	H19	150	573.00	0.K
		우측	15	922.3	1792.8	2549.64	2.00	306.52	H19	150	573.00	0.K
	2 경간	좌측	16	922.3	919.6	2549.64	2.00	-	H19	150	573.00	0.K
		좌측 (배수구단면)	16	749.5	436.2	2072.03	2.00	290.81	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	17	922.3	1004.3	2549.64	2.00	28.88	H19	150	573.00	0.K
좌측벽체	1 층	상부	19	1126.7	1932.2	2960.33	2.00	251.72	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	20	1142.6	1910.6	2999.15	2.00	237.03	H19	150	573.00	0.K
		하부	21	1102.4	1970.6	2878.74	2.00	280.06	H19	150	573.00	0.K
	2 층	상부	22	1088.7	807.0	2922.34	2.00	-	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	23	1111.7	543.1	2968.21	2.00	-	H19	150	573.00	0.K
		하부	24	1099.9	583.5	2933.51	2.00	-	H19	150	573.00	0.K
우측벽체	1 층	상부	25	1175.9	1900.8	3009.52	2.00	226.52	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	26	1192.4	1857.0	3048.95	2.00	205.10	H19	150	573.00	0.K
		하부	27	1150.1	2172.8	2926.39	2.00	329.91	H19	150	573.00	0.K
	2 층	상부	28	1112.0	1287.7	2912.60	2.00	55.92	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	29	1155.9	1262.8	3012.39	2.00	32.99	H19	150	573.00	0.K
		하부	30	1143.5	1273.5	2977.15	2.00	40.62	H19	150	573.00	0.K
하부거더	수직			1286.0	2690.88	4769.82	4.00	600.00	H16	200	794.40	0.K
	수평			1286.0	2690.88	4769.82	4.00	270.00	H19	150	1146.00	0.K
중간거더	수직			1067.8	1844.45	4066.03	4.00	600.00	H19	200	1146.00	0.K
	수평			1067.8	1844.45	4066.03	4.00	270.00	H19	150	1146.00	0.K
내측벽체	축력최대			1190.9	1943.54	2477.87	2.00	232.28	H16	150	397.20	0.K
	모멘트최대			1105.8	1943.54	2392.68	2.00	258.58	H16	150	397.20	0.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	1 경간	좌측	1	1567	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	215.753	0.K	1.726
		중앙부	2	1420	H19 - 8.0EA	125	9107.565	0.K	72.861
		우측	3	1542	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	1201.444	0.K	9.612
	2 경간	좌측	4	1542	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	208.977	0.K	1.672
		중앙부	5	1420	H29 - 8.0EA	125	195.783	0.K	1.566
		우측	6	1538	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	173.645	0.K	1.389
하부슬래브	1 경간	좌측	7	1817	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	127.762	0.K	1.022
		중앙부	8	1675	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	1083.145	0.K	8.665
		우측	9	1655	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	472.567	0.K	3.781
	2 경간	좌측	10	1655	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	213.711	0.K	1.710
		중앙부	11	1673	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 8.0EA	125	258.988	0.K	2.072
		우측	12	1817	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	159.088	0.K	1.273
중간슬래브	1 경간	좌측	13	1556	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	693.057	0.K	5.544
		중앙부	14	1420	H29 - 8.0EA	125	402.881	0.K	3.223
		우측	15	1420	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	2487.845	0.K	19.903
	2 경간	좌측	16	1420	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	375.803	0.K	3.006
		좌측(배수구 단면)	16	1254	H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	331.000	0.K	2.65
		중앙부	17	1420	H29 - 8.0EA	125	470.165	0.K	3.761
		우측	18	1553	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	310.426	0.K	2.483

좌측 벽체	1층	1층(상부)	19	1767	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	256.293	0.K	2.050
		1층(중앙부)	20	1620	H32 - 8.0EA	125	210.949	0.K	1.688
		1층(하부)	21	1717	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	164.853	0.K	1.319
	2층	2층(상부)	22	1767	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	232.046	0.K	1.856
		2층(중앙부)	23	1620	H32 - 8.0EA	125	360.955	0.K	2.888
		2층(하부)	24	1767	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	2903.768	0.K	23.230
우측 벽체	1층	1층(상부)	25	1767	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	182.905	0.K	1.463
		1층(중앙부)	26	1620	H32 - 8.0EA	125	267.800	0.K	2.142
		1층(하부)	27	1717	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	168.292	0.K	1.346
	2층	2층(상부)	28	1738	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	157.052	0.K	1.256
		2층(중앙부)	29	1620	H32 - 8.0EA	125	376.006	0.K	3.008
		2층(하부)	30	1767	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 2 연 집수정 (내공 : $2\phi(3.5\text{M} \times 10.102\text{M})$, 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 (f_{ck}) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (E_c) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (f_y) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (E_s) = 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) = 11.000 kN/m² (∵ 토피 : 9.600 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°
- 토압계수 (K_o) = 0.531

9) 설계방법

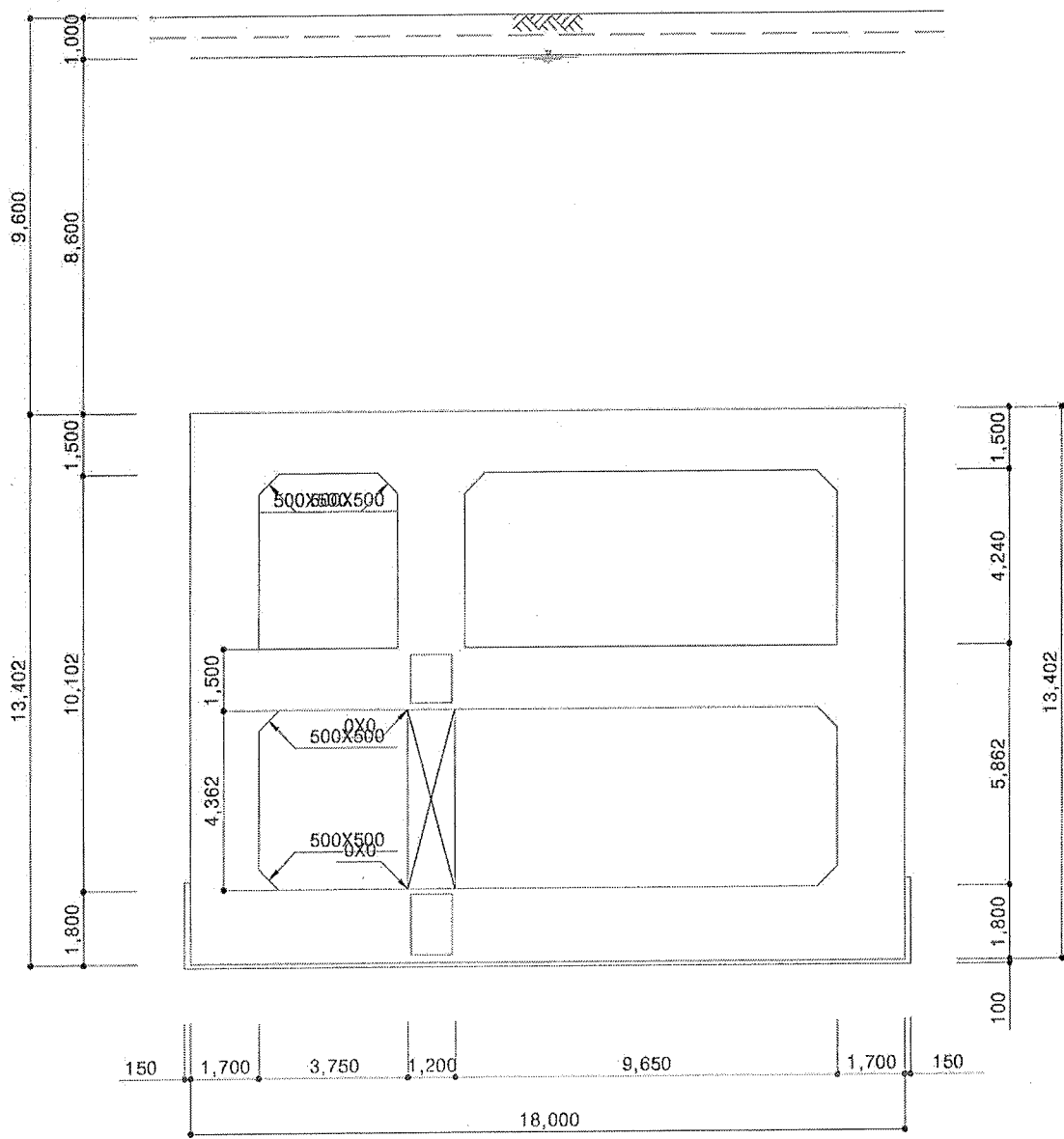
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

- 10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단 면 가 정



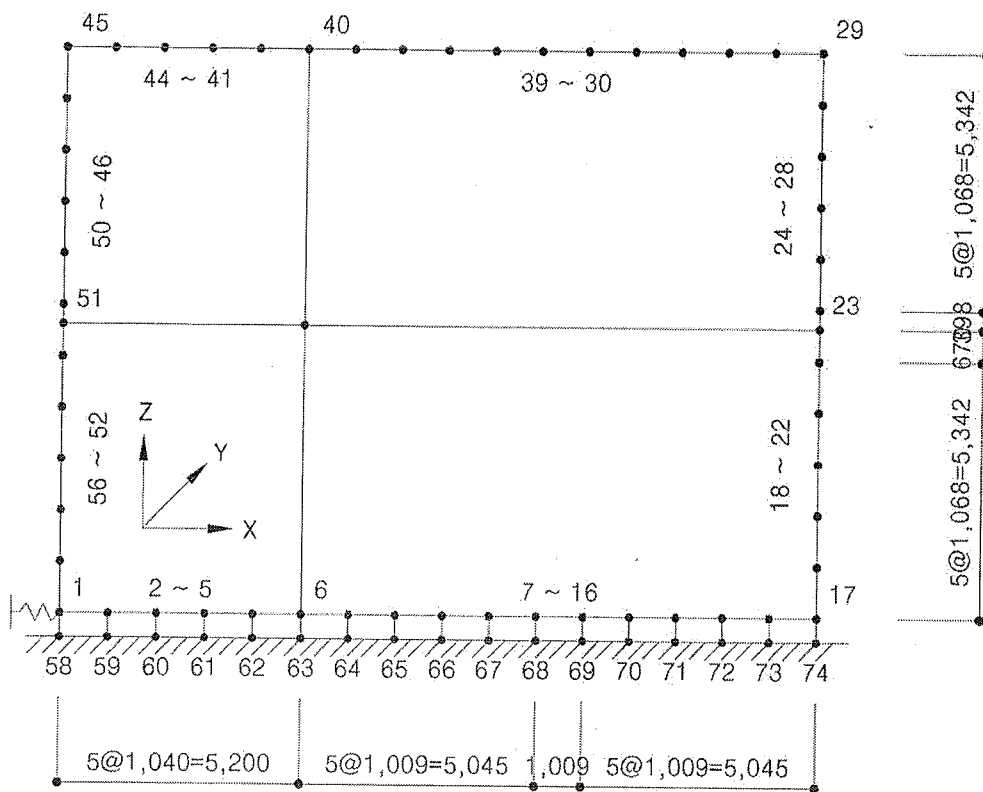
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

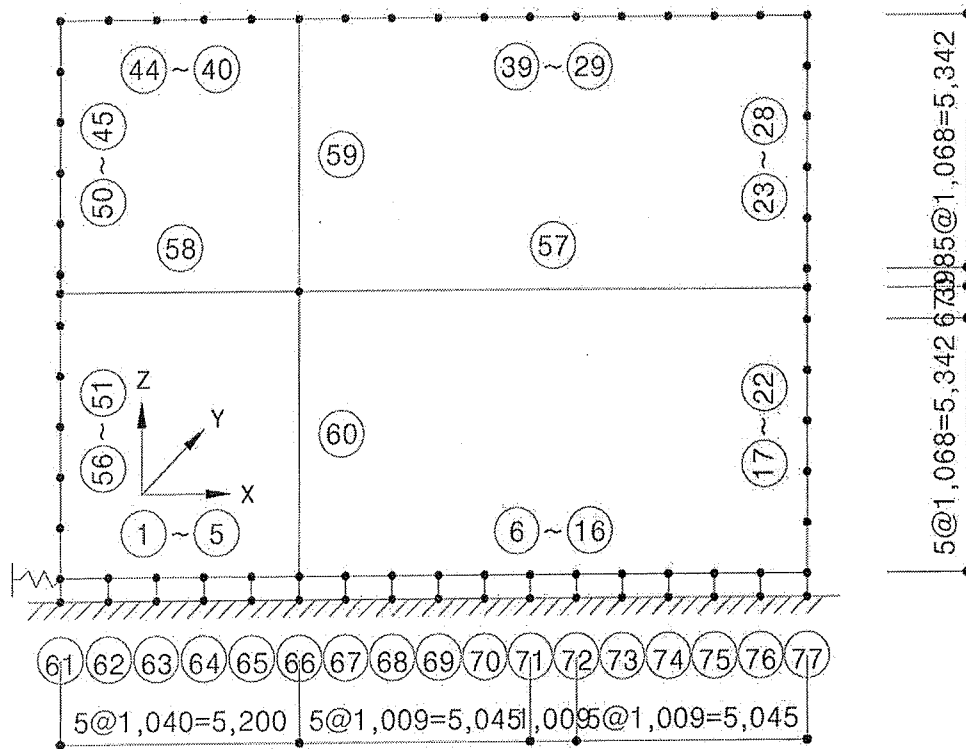
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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

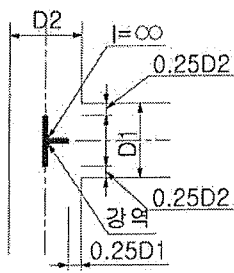
NO	A (m ²)		I (m ⁴)	부 재
1	1.800 × 1.000	= 1.800	0.48600	1~16
2	1.700 × 1.000	= 1.700	0.40942	17~28, 45~56, 59
3	1.500 × 1.000	= 1.500	0.28125	29~44, 57~58
4	1.200 × 1.200 / 4.300	= 0.335	0.04019	60

3) 단면좌표

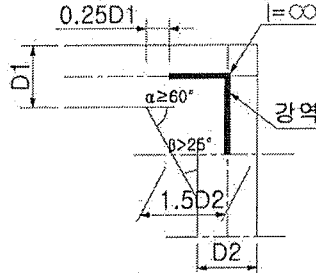
(단위 : m)

점번호	X	Z	점번호	X	Z
1	0.000	0.500	38	7.218	12.252
2	1.040	0.500	39	6.209	12.252
3	2.080	0.500	40	5.200	12.252
4	3.120	0.500	41	4.160	12.252
5	4.160	0.500	42	3.120	12.252
6	5.200	0.500	43	2.080	12.252
7	6.209	0.500	44	1.040	12.252
8	7.218	0.500	45	0.000	12.252
9	8.227	0.500	46	0.000	11.184
10	9.236	0.500	47	0.000	10.115
11	10.245	0.500	48	0.000	9.047
12	11.255	0.500	49	0.000	7.979
13	12.264	0.500	50	0.000	6.910
14	13.273	0.500	51	0.000	6.512
15	14.282	0.500	52	0.000	5.842
16	15.291	0.500	53	0.000	4.773
17	16.300	0.500	54	0.000	3.705
18	16.300	1.568	55	0.000	2.637
19	16.300	2.637	56	0.000	1.568
20	16.300	3.705	57	5.200	6.512
21	16.300	4.773	58	0.000	0.000
22	16.300	5.842	59	1.040	0.000
23	16.300	6.512	60	2.080	0.000
24	16.300	6.910	61	3.120	0.000
25	16.300	7.979	62	4.160	0.000
26	16.300	9.047	63	5.200	0.000
27	16.300	10.115	64	6.209	0.000
28	16.300	11.184	65	7.218	0.000
29	16.300	12.252	66	8.227	0.000
30	15.291	12.252	67	9.236	0.000
31	14.282	12.252	68	10.245	0.000
32	13.273	12.252	69	11.255	0.000
33	12.264	12.252	70	12.264	0.000
34	11.255	12.252	71	13.273	0.000
35	10.245	12.252	72	14.282	0.000
36	9.236	12.252	73	15.291	0.000
37	8.227	12.252	74	16.300	0.000

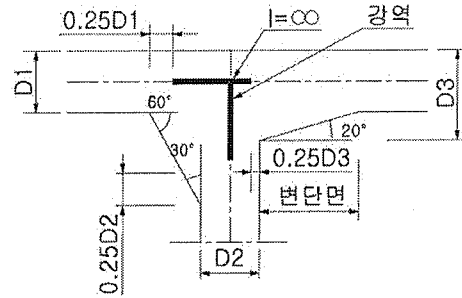
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 45 지점 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1700 / 2 + 500 - (1500 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(2) 45 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1500 / 2 + 500 - (1700 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(3) 40 지점 - 슬래브 상면 좌측

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1700 / 2 + 500 - (1500 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(4) 40 지점 - 슬래브 상면 우측

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1700 / 2 + 500 - (1500 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(5) 40 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1500 / 2 + 500 - (1700 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(6) 29 지점 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1700 / 2 + 500 - (1500 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(7) 29 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1500 / 2 + 500 - (1700 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(8) 51 지점 - 슬래브 중간

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1700 / 2 + 500 - (1500 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(9) 51 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1500 / 2 - 0.25 \times 1700 = 325 \text{ mm}$$

(10) 51 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1500 / 2 + 500 - (1700 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(11) 57 지점 - 슬래브 중간 좌측

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1700 / 2 - 0.25 \times 1500 = 475 \text{ mm}$$

(12) 57 지점 - 슬래브 중간 우측

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1700 / 2 - 0.25 \times 1500 = 475 \text{ mm}$$

(13) 57 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1500 / 2 - 0.25 \times 1700 = 325 \text{ mm}$$

(14) 57 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1500 / 2 - 0.25 \times 1200 = 450 \text{ mm}$$

(15) 23 지점 - 슬래브 중간

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1700 / 2 + 500 - (1500 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(16) 23 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1500 / 2 - 0.25 \times 1700 = 325 \text{ mm}$$

(17) 23 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1500 / 2 + 500 - (1700 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(18) 1 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1700 / 2 + 500 - (1800 \times 500) / (2 \times 500) = 450 \text{ mm}$$

(19) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1800 / 2 + 500 - (1700 \times 500) / (2 \times 500) = 550 \text{ mm}$$

(20) 6 지점 - 슬래브 하면 좌측

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1200 / 2 - 0.25 \times 1800 = 150 \text{ mm}$$

(21) 6 지점 - 슬래브 하면 우측

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1200 / 2 - 0.25 \times 1800 = 150 \text{ mm}$$

(22) 6 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1800 / 2 - 0.25 \times 1700 = 475 \text{ mm}$$

(23) 17 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1700 / 2 + 500 - (1800 \times 500) / (2 \times 500) = 450 \text{ mm}$$

(24) 17 지점 - 슬래브 벽체 연결부

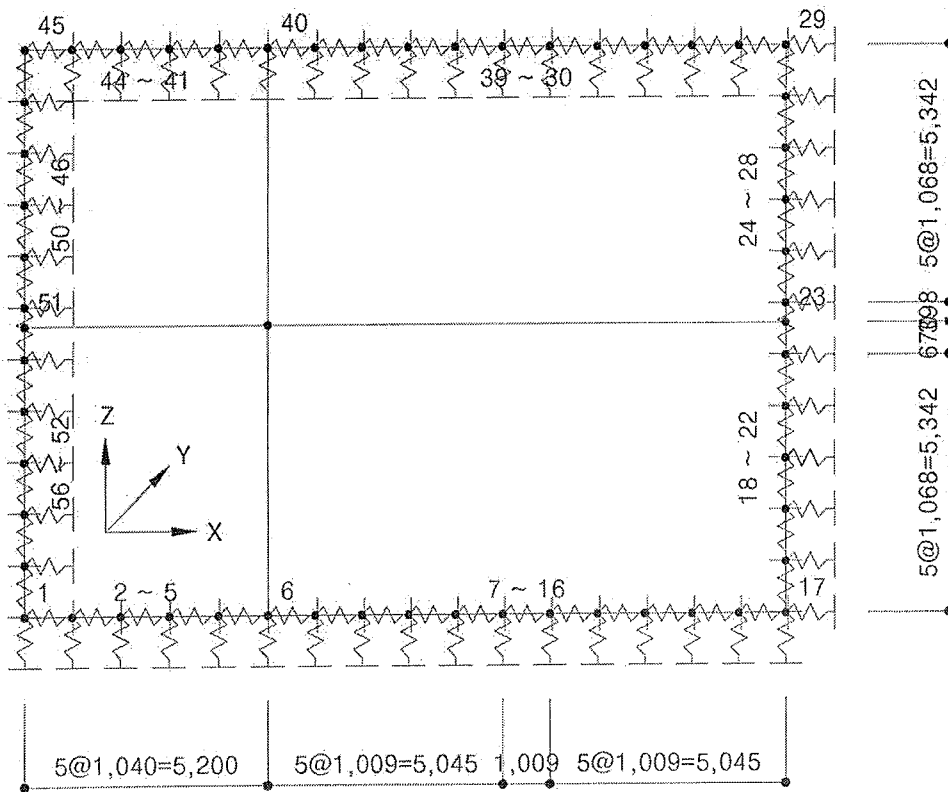
$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1800 / 2 + 500 - (1700 \times 500) / (2 \times 500) = 550 \text{ mm}$$

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

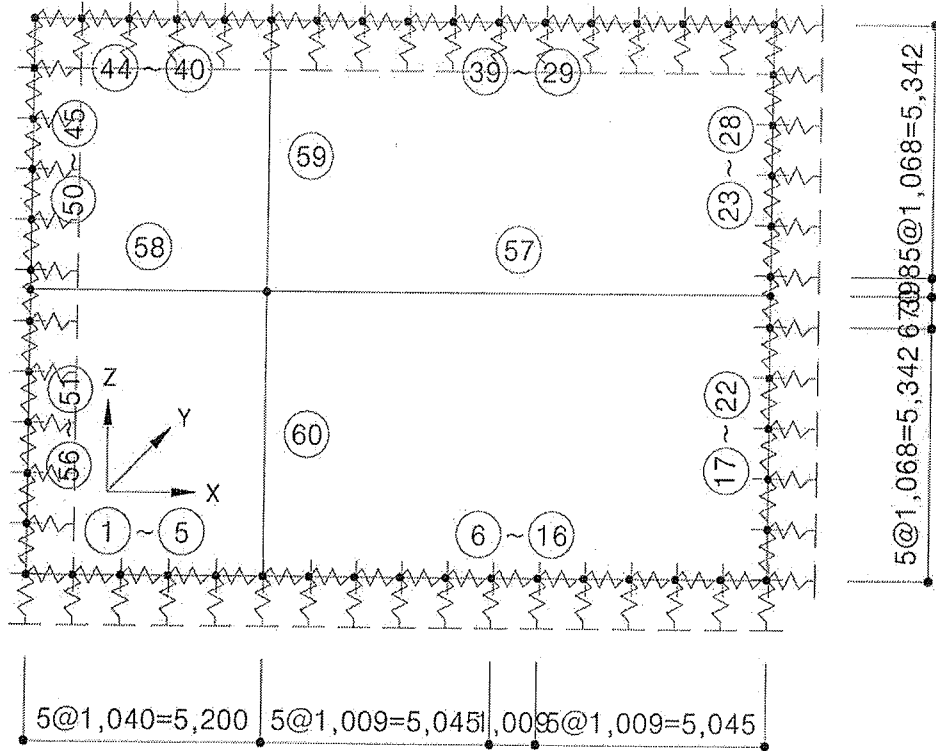
1) Modeling

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 적용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점상도



② 부재삽도



2) 단면제원

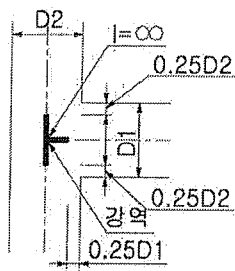
NO	A (m ²)		I (m ⁴)	부 재
1	1.800 × 1.000	= 1.800	0.48600	1~16
2	1.700 × 1.000	= 1.700	0.40942	17~28, 45~56, 59
3	1.500 × 1.000	= 1.500	0.28125	29~44, 57~58
4	1.200 × 1.200 / 4.300	= 0.335	0.04019	60

3) 단면좌표

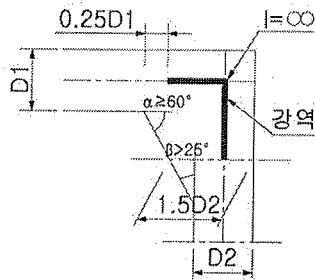
(단위 : m)

점번호	X	Z	점번호	X	Z
1	0.000	0.000	30	15.291	11.752
2	1.040	0.000	31	14.282	11.752
3	2.080	0.000	32	13.273	11.752
4	3.120	0.000	33	12.264	11.752
5	4.160	0.000	34	11.255	11.752
6	5.200	0.000	35	10.245	11.752
7	6.209	0.000	36	9.236	11.752
8	7.218	0.000	37	8.227	11.752
9	8.227	0.000	38	7.218	11.752
10	9.236	0.000	39	6.209	11.752
11	10.245	0.000	40	5.200	11.752
12	11.255	0.000	41	4.160	11.752
13	12.264	0.000	42	3.120	11.752
14	13.273	0.000	43	2.080	11.752
15	14.282	0.000	44	1.040	11.752
16	15.291	0.000	45	0.000	11.752
17	16.300	0.000	46	0.000	10.684
18	16.300	1.068	47	0.000	9.615
19	16.300	2.137	48	0.000	8.547
20	16.300	3.205	49	0.000	7.479
21	16.300	4.273	50	0.000	6.410
22	16.300	5.342	51	0.000	6.012
23	16.300	6.012	52	0.000	5.342
24	16.300	6.410	53	0.000	4.273
25	16.300	7.479	54	0.000	3.205
26	16.300	8.547	55	0.000	2.137
27	16.300	9.615	56	0.000	1.068
28	16.300	10.684	57	5.200	6.012
29	16.300	11.752			

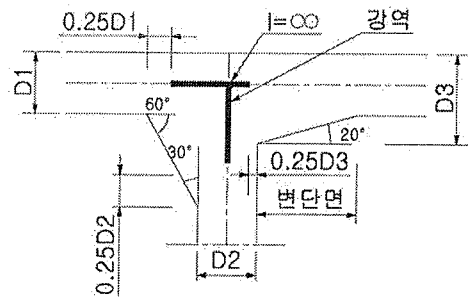
8) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현치폭 (mm), H = 현치높이 (mm)

(1) 45 지점 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1700 / 2 + 500 - (1500 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(2) 45 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1500 / 2 + 500 - (1700 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(3) 40 지점 - 슬래브 상면 좌측

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1700 / 2 + 500 - (1500 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(4) 40 지점 - 슬래브 상면 우측

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1700 / 2 + 500 - (1500 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(5) 40 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1500 / 2 + 500 - (1700 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(6) 29 지점 - 슬래브 상면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1700 / 2 + 500 - (1500 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(7) 29 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1500 / 2 + 500 - (1700 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(8) 51 지점 - 슬래브 중간

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1700 / 2 + 500 - (1500 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(9) 51 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1500 / 2 - 0.25 \times 1700 = 325 \text{ mm}$$

(10) 51 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1500 / 2 + 500 - (1700 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(11) 57 지점 - 슬래브 중간 좌측

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1700 / 2 - 0.25 \times 1500 = 475 \text{ mm}$$

(12) 57 지점 - 슬래브 중간 우측

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1700 / 2 - 0.25 \times 1500 = 475 \text{ mm}$$

(13) 57 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1500 / 2 - 0.25 \times 1700 = 325 \text{ mm}$$

(14) 57 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1500 / 2 - 0.25 \times 1200 = 450 \text{ mm}$$

(15) 23 지점 - 슬래브 중간

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1700 / 2 + 500 - (1500 \times 500) / (2 \times 500) = 600 \text{ mm}$$

(16) 23 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1500 / 2 - 0.25 \times 1700 = 325 \text{ mm}$$

(17) 23 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1500 / 2 + 500 - (1700 \times 500) / (2 \times 500) = 400 \text{ mm}$$

(18) 1 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1700 / 2 + 500 - (1800 \times 500) / (2 \times 500) = 450 \text{ mm}$$

(19) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1800 / 2 + 500 - (1700 \times 500) / (2 \times 500) = 550 \text{ mm}$$

(20) 6 지점 - 슬래브 하면 좌측

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1200 / 2 - 0.25 \times 1800 = 150 \text{ mm}$$

(21) 6 지점 - 슬래브 하면 우측

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1200 / 2 - 0.25 \times 1800 = 150 \text{ mm}$$

(22) 6 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1800 / 2 - 0.25 \times 1700 = 475 \text{ mm}$$

(23) 17 지점 - 슬래브 하면

$$D2 / 2 + B - (D1 \times B) / (2 \times H) = 1700 / 2 + 500 - (1800 \times 500) / (2 \times 500) = 450 \text{ mm}$$

(24) 17 지점 - 슬래브 벽체 연결부

$$D1 / 2 + H - (D2 \times H) / (2 \times B) = 1800 / 2 + 500 - (1700 \times 500) / (2 \times 500) = 550 \text{ mm}$$

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 = E_0 의 산정방법에 대한 보정계수

E_0 = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (K_v)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

여기서,

$$K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

E_0 : 지반탄성계수 (kN/m^2)

$\alpha = 1$

$E_0 = 50000.00 \text{ kN/m}^2$ (지반보고서 참조)

$$B_v = \sqrt{B \times L} = \sqrt{18.000 \times 4.300} = 8.80 \text{ m (L < B)}$$

$$K_{v0} = 1 / 0.3 \times 1 \times 50000 = 166670.00 \text{ kN/m}^3$$

$$K_v = 166670.000 \times (8.798 / 0.3)^{-3/4} = 13225.76 \text{ kN/m}^3$$

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.700/2 + 1.040/2) = 18119 \text{ kN/m}$	1
Kv2	$K_v \times (1.040/2 + 1.040/2) = 13755 \text{ kN/m}$	2~5
Kv3	$K_v \times (1.040/2 + 1.009/2) = 13550 \text{ kN/m}$	6
Kv4	$K_v \times (1.009/2 + 1.009/2) = 13346 \text{ kN/m}$	7~16
Kv5	$K_v \times (1.009/2 + 1.700/2) = 17915 \text{ kN/m}$	17
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	9

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 모래(SP) (EL. : 18.962 ~ 1.105, N=18)

① 기능수행 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 18^{1/3} = 209.7 \text{ m/sec}$
- V_s (기능수행수준의 전단파 속도) = $1.0 \times V_0 = 1.0 \times 209.7 = 209.7 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
 $= 18 / 9.810 \times 209.7^2 = 80686.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
 $= 2 \times (1 + 0.32) \times 80686.0 = 213011.0 \text{ kN/m}^2$

② 붕괴방지 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 18^{1/3} = 209.7 \text{ m/sec}$
- V_s (붕괴방지수준의 전단파 속도) = $0.8 \times V_0 = 0.8 \times 209.7 = 167.8 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
 $= 18.0 / 9.810 \times 167.8^2 = 51664.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
 $= 2 \times (1 + 0.32) \times 51664.0 = 136393.0 \text{ kN/m}^2$

(2) 자갈 (EL. : 1.105 ~ -5.992, N=50)

① 기능수행 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 50^{1/3} = 294.7 \text{ m/sec}$
- V_s (기능수행수준의 전단파 속도) = $1.0 \times V_0 = 1.0 \times 294.7 = 294.7 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
 $= 20 / 9.810 \times 294.7^2 = 177060.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
 $= 2 \times (1 + 0.32) \times 177060.0 = 467438.4 \text{ kN/m}^2$

② 붕괴방지 수준

- V_0 (초기상태 전단파 속도) = $80 \times N^{1/3} = 80 \times 50^{1/3} = 294.7 \text{ m/sec}$
- V_s (붕괴방지수준의 전단파 속도) = $0.8 \times V_0 = 0.8 \times 294.7 = 235.8 \text{ m/sec}$
- G_d (전단탄성계수) = $w / g \times V_s^2$ (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
 $= 20.0 / 9.810 \times 235.8^2 = 113357.0 \text{ kN/m}^2$
- E_d (탄성계수) = $2 \times (1 + \nu) \times G_d$ (ν : 흙의 포아송 비)
 $= 2 \times (1 + 0.32) \times 113357.0 = 299262.5 \text{ kN/m}^2$

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 , 모래(SP)

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times L)} &= \sqrt{(18.000 \times 4.300)} &= 8.798 \text{ m} \quad (L < B) \\ K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 213011.0 &= 1420073.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 1420073.330 \times (8.798 / 0.3)^{-3/4} &= 112687.01 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 112687.010 = 37562.34 \text{ kN/m}^3$$

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times L)} &= \sqrt{(18.000 \times 4.300)} &= 8.798 \text{ m} \quad (L < B) \\ K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 467438.4 &= 3116256.00 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 3116256.000 \times (8.798 / 0.3)^{-3/4} &= 247284.11 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 247284.110 = 82428.04 \text{ kN/m}^3$$

(3) 측벽 : 제2토층 , 모래(SP)

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_h &= \sqrt{(H \times L)} &= \sqrt{(13.402 \times 4.300)} &= 7.591 \text{ m} \quad (L < H) \\ K_{ho} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 213011.0 &= 1420073.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 1420073.330 \times (7.591 / 0.3)^{-3/4} &= 125867.16 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 125867.160 = 41955.72 \text{ kN/m}^3$$

(4) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_h &= \sqrt{(H \times L)} &= \sqrt{(13.402 \times 4.300)} &= 7.591 \text{ m} \quad (L < H) \\ K_{ho} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 467438.4 &= 3116256.00 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 3116256.000 \times (7.591 / 0.3)^{-3/4} &= 276207.07 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 276207.070 = 92069.02 \text{ kN/m}^3$$

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.009/2 + 1.009/2) = 113711 \text{ kN/m}$	30~39
Ksb1	$K_{sb} \times (1.009/2 + 1.009/2) = 37904 \text{ kN/m}$	
Kv2	$K_v \times (1.009/2 + 1.040/2) = 115453 \text{ kN/m}$	40
Ksb2	$K_{sb} \times (1.009/2 + 1.040/2) = 38484 \text{ kN/m}$	
Kv3	$K_v \times (1.040/2 + 1.040/2) = 117194 \text{ kN/m}$	41~44
Ksb3	$K_{sb} \times (1.040/2 + 1.040/2) = 39065 \text{ kN/m}$	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	$K_h \times (1.068/2 + 1.068/2) = 295089 \text{ kN/m}$	18~20, 54~56
Kss1	$K_{ss} \times (1.068/2 + 1.068/2) = 98363 \text{ kN/m}$	
Kh2	$K_h \times (1.068/2 + 1.068/2) = 134471 \text{ kN/m}$	21~22, 24~28, 46~50, 52, 53
Kss2	$K_{ss} \times (1.068/2 + 1.068/2) = 44824 \text{ kN/m}$	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.040/2 + 1.040/2) = 257175 \text{ kN/m}$	2~5
Ksb1	$K_{sb} \times (1.040/2 + 1.040/2) = 85725 \text{ kN/m}$	
Kv2	$K_v \times (1.040/2 + 1.009/2) = 253354 \text{ kN/m}$	6
Ksb2	$K_{sb} \times (1.040/2 + 1.009/2) = 84451 \text{ kN/m}$	
Kv3	$K_v \times (1.009/2 + 1.009/2) = 249532 \text{ kN/m}$	7~16
Ksb3	$K_{sb} \times (1.009/2 + 1.009/2) = 83177 \text{ kN/m}$	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.700/2 + 1.040/2) = 338779 \text{ kN/m}$	1
Ksb1	$K_h \times (1.068/2 + 1.800/2) = 396131 \text{ kN/m}$	
Kv2	$K_v \times (1.009/2 + 1.700/2) = 334957 \text{ kN/m}$	17
Ksb2	$K_h \times (1.068/2 + 1.800/2) = 396131 \text{ kN/m}$	
Kv3	$K_v \times (1.009/2 + 1.700/2) = 152640 \text{ kN/m}$	29
Ksb3	$K_h \times (1.068/2 + 1.500/2) = 161636 \text{ kN/m}$	
Kv4	$K_v \times (1.040/2 + 1.700/2) = 154381 \text{ kN/m}$	45
Ksb4	$K_h \times (1.500/2 + 1.068/2) = 161636 \text{ kN/m}$	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 , 모래(SP)

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times L)} &= \sqrt{(18.000 \times 4.300)} &= 8.798 \text{ m} \quad (L < B) \\ K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 136393.0 &= 909286.67 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 909286.670 \times (8.798 / 0.3)^{-3/4} &= 72154.58 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 72154.580 = 24051.53 \text{ kN/m}^3$$

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈

① 연직방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_v &= \sqrt{(B \times L)} &= \sqrt{(18.000 \times 4.300)} &= 8.798 \text{ m} \quad (L < B) \\ K_{vo} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 299262.5 &= 1995083.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_v &= 1995083.330 \times (8.798 / 0.3)^{-3/4} &= 158315.75 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{sb} = \lambda \times K_v = 1/3.0 \times 158315.750 = 52771.92 \text{ kN/m}^3$$

(3) 측벽 : 제2토층 , 모래(SP)

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_h &= \sqrt{(H \times L)} &= \sqrt{(13.402 \times 4.300)} &= 7.591 \text{ m} \quad (L < H) \\ K_{ho} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 136393.0 &= 909286.67 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 909286.670 \times (7.591 / 0.3)^{-3/4} &= 80593.96 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 80593.960 = 26864.65 \text{ kN/m}^3$$

(4) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

$$\begin{aligned} B_h &= \sqrt{(H \times L)} &= \sqrt{(13.402 \times 4.300)} &= 7.591 \text{ m} \quad (L < H) \\ K_{ho} &= 1 / 0.3 \times \alpha \times E_d = 1 / 0.3 \times 2 \times 299262.5 &= 1995083.33 \text{ kN/m}^3 \\ K_h &= 1995083.330 \times (7.591 / 0.3)^{-3/4} &= 176832.75 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{ss} = \lambda \times K_h = 1/3.0 \times 176832.750 = 58944.25 \text{ kN/m}^3$$

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.009/2 + 1.009/2) = 72810 \text{ kN/m}$	30~39
Ksb1	$K_{sb} \times (1.009/2 + 1.009/2) = 24270 \text{ kN/m}$	
Kv2	$K_v \times (1.009/2 + 1.040/2) = 73926 \text{ kN/m}$	40
Ksb2	$K_{sb} \times (1.009/2 + 1.040/2) = 24642 \text{ kN/m}$	
Kv3	$K_v \times (1.040/2 + 1.040/2) = 75041 \text{ kN/m}$	41~44
Ksb3	$K_{sb} \times (1.040/2 + 1.040/2) = 25014 \text{ kN/m}$	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	$K_h \times (1.068/2 + 1.068/2) = 188921 \text{ kN/m}$	18~20, 54~56
Kss1	$K_{ss} \times (1.068/2 + 1.068/2) = 62974 \text{ kN/m}$	
Kh2	$K_h \times (1.068/2 + 1.068/2) = 86103 \text{ kN/m}$	21~22, 24~28, 46~50, 52, 53
Kss2	$K_{ss} \times (1.068/2 + 1.068/2) = 28701 \text{ kN/m}$	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.040/2 + 1.040/2) = 164648 \text{ kN/m}$	2~5
Ksb1	$K_{sb} \times (1.040/2 + 1.040/2) = 54883 \text{ kN/m}$	
Kv2	$K_v \times (1.040/2 + 1.009/2) = 162202 \text{ kN/m}$	6
Ksb2	$K_{sb} \times (1.040/2 + 1.009/2) = 54067 \text{ kN/m}$	
Kv3	$K_v \times (1.009/2 + 1.009/2) = 159755 \text{ kN/m}$	7~16
Ksb3	$K_{sb} \times (1.009/2 + 1.009/2) = 53252 \text{ kN/m}$	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (1.700/2 + 1.040/2) = 216893 \text{ kN/m}$	1
Ksb1	$K_h \times (1.068/2 + 1.800/2) = 253610 \text{ kN/m}$	
Kv2	$K_v \times (1.009/2 + 1.700/2) = 214446 \text{ kN/m}$	17
Ksb2	$K_h \times (1.068/2 + 1.800/2) = 253610 \text{ kN/m}$	
Kv3	$K_v \times (1.009/2 + 1.700/2) = 97737 \text{ kN/m}$	29
Ksb3	$K_h \times (1.068/2 + 1.500/2) = 103497 \text{ kN/m}$	
Kv4	$K_v \times (1.040/2 + 1.700/2) = 98852 \text{ kN/m}$	45
Ksb4	$K_h \times (1.500/2 + 1.068/2) = 103497 \text{ kN/m}$	

4) 기반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설 계 지 진	성능기 준 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

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 토사지 반 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) : $KH = I \times Ca = 0.57 \times 0.13 = 0.074$
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : $KH = I \times Ca = 1.40 \times 0.13 = 0.182$

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/m^2
- 토 사	: 9.100×19.00	= 172.900 kN/m^2
$\therefore \text{Total Wd1}$		= 184.400 kN/m^2

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500×23.00	= 11.500 kN/m^2
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500×19.00	= 9.500 kN/m^2
- 흙(지하수위 이하)	: 8.600×10.00	= 86.000 kN/m^2
$\therefore \text{Total Wd2}$		= 107.000 kN/m^2

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m^2)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m^2)
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 $\times$ D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (W11) - 토피 9.600m

$$- W11 = 11.000 \text{ kN/m}^2$$

② 측벽에 작용하는 하중 (W12)

$$- W12 = 11.000 \times 0.531 = 5.841 \text{ kN/m}^2$$

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

$$\begin{aligned}
 Wh1 &= (0.500 \times 23.000 + 9.850 \times 19.000) \times 0.531 = 105.483 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh2 &= 105.483 + 1.068 \times 19.000 \times 0.531 = 116.262 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh3 &= 116.262 + 1.068 \times 19.000 \times 0.531 = 127.040 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh4 &= 127.040 + 1.068 \times 19.000 \times 0.531 = 137.819 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh5 &= 137.819 + 1.068 \times 19.000 \times 0.531 = 148.598 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh6 &= 148.598 + 1.068 \times 19.000 \times 0.531 = 159.376 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh7 &= 159.376 + 0.398 \times 19.000 \times 0.531 = 163.394 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh8 &= 163.394 + 0.670 \times 19.000 \times 0.531 = 170.156 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh9 &= 170.156 + 1.068 \times 19.000 \times 0.531 = 180.934 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh10 &= 180.934 + 1.068 \times 19.000 \times 0.531 = 191.713 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh11 &= 191.713 + 1.068 \times 19.000 \times 0.531 = 202.492 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh12 &= 202.492 + 1.068 \times 19.000 \times 0.531 = 213.270 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh13 &= 213.270 + 1.068 \times 19.000 \times 0.531 = 224.049 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

$$\begin{aligned}
 Wh1 &= (0.500 \times 23.000 + 0.500 \times 19.000 + 9.350 \times 10.000) = 60.800 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh2 &= 60.800 + 1.068 \times 10.000 \times 0.531 = 66.473 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh3 &= 66.473 + 1.068 \times 10.000 \times 0.531 = 72.146 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh4 &= 72.146 + 1.068 \times 10.000 \times 0.531 = 77.819 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh5 &= 77.819 + 1.068 \times 10.000 \times 0.531 = 83.492 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh6 &= 83.492 + 1.068 \times 10.000 \times 0.531 = 89.165 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh7 &= 89.165 + 0.398 \times 10.000 \times 0.531 = 91.279 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh8 &= 91.279 + 0.670 \times 10.000 \times 0.531 = 94.838 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh9 &= 94.838 + 1.068 \times 10.000 \times 0.531 = 100.511 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh10 &= 100.511 + 1.068 \times 10.000 \times 0.531 = 106.184 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh11 &= 106.184 + 1.068 \times 10.000 \times 0.531 = 111.857 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh12 &= 111.857 + 1.068 \times 10.000 \times 0.531 = 117.530 \text{ kN/m}^2 \\
 Wh13 &= 117.530 + 1.068 \times 10.000 \times 0.531 = 123.203 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

$$- Ww1 = 8.600 \times 10.000 = 86.000 \text{ kN/m}^2$$

② 측벽에 작용하는 하중

$$\begin{aligned}
 - Ww2 &= 9.350 \times 10.000 = 93.500 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww3 &= 93.500 + 1.068 \times 10.000 = 104.184 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww4 &= 104.184 + 1.068 \times 10.000 = 114.867 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww5 &= 114.867 + 1.068 \times 10.000 = 125.551 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww6 &= 125.551 + 1.068 \times 10.000 = 136.235 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww7 &= 136.235 + 1.068 \times 10.000 = 146.918 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww8 &= 146.918 + 0.398 \times 10.000 = 150.900 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww9 &= 150.900 + 0.670 \times 10.000 = 157.602 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww10 &= 157.602 + 1.068 \times 10.000 = 168.285 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww11 &= 168.285 + 1.068 \times 10.000 = 178.969 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww12 &= 178.969 + 1.068 \times 10.000 = 189.653 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww13 &= 189.653 + 1.068 \times 10.000 = 200.336 \text{ kN/m}^2 \\
 Ww14 &= 200.336 + 1.068 \times 10.000 = 211.020 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

$$- Ww15 = (9.600 + 13.402 - 1.000) \times 10.000 = 220.020 \text{ kN/m}^2$$

7) 온도하중

- 온도의 승강은 $\pm 10^{\circ}\text{C}$ 로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 $\alpha = 0.00001$ 으로 한다.

8) 건조수축

- 15°C 의 온도하중으로 변환 설계.
- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $$\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15^{\circ}\text{C}$$

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_g = \sum_{i=1}^N \frac{4H_i}{V_{si}}$$

지 반	H _i (m)	V _{si} (m/sec)		γ (kN/m ³)	T _g ' (sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	4.912	248.600	198.900	19.000	0.079	0.099
매립토	3.159	145.400	116.300	18.000	0.087	0.109
모래(SP)	9.786	209.700	167.800	18.000	0.187	0.233
자갈	7.097	294.700	235.800	20.000	0.096	0.120
풍화토	3.256	294.700	235.800	20.000	0.044	0.055
풍화암(WR)	1.790	294.700	235.800	20.000	0.024	0.030
계					0.517	0.646

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
T _g (sec)	1.25T _g ' = 1.25 × 0.517 = 0.646	1.25 T _g ' = 1.25 × 0.646 = 0.808

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
T _s (sec)	T _s = C _v / (2.5 × C _a) = 0.180 / (2.5 × 0.130) = 0.554	T _s = C _v / (2.5 × C _a) = 0.180 / (2.5 × 0.130) = 0.554
T _o (sec)	T _o = 0.2 × T _s = 0.2 × 0.554 = 0.111	T _o = 0.2 × T _s = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(C_d)

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
C _d	0.800	0.667

단, 별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(S_a) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

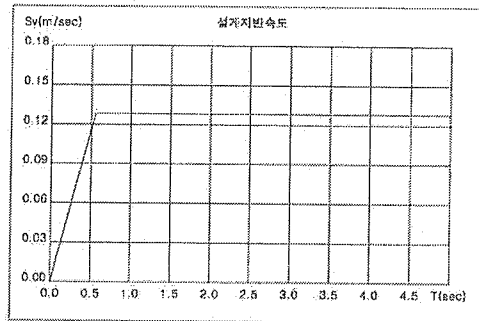
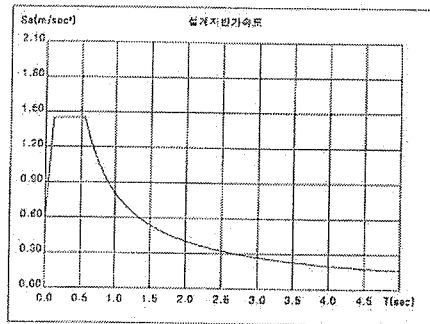
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ T_g < T_o 일때 S_a = [C_a + (2.5 × C_a - C_a) / T_o × T_g] × g × I × C_d - T_o ≤ T_g < T_s 일때 S_a = 2.5 × C_a × g × I × C_d - T_g ≥ T_s 일때 S_a = C_v × g × I × C_d / T_g = 1.246 m/s²	- 0 ≤ T_g < T_o 일때 S_a = [C_a + (2.5 × C_a - C_a) / T_o × T_g] × g × I × C_d - T_o ≤ T_g < T_s 일때 S_a = 2.5 × C_a × g × I × C_d - T_g ≥ T_s 일때 S_a = C_v × g × I × C_d / T_g = 2.041 m/s²

5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

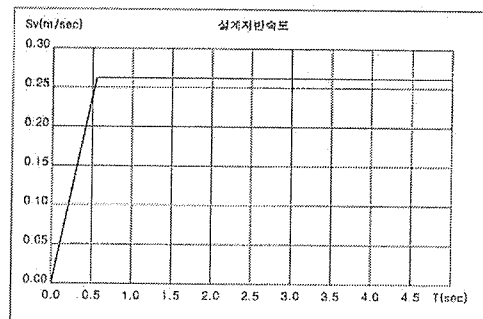
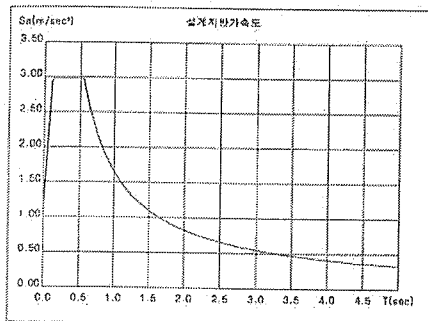
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
$Sv = Tg/2\pi \times Sa = 0.646 / 2\pi \times 1.246$ $= 0.128 \text{ m/s}$	$Sv = Tg/2\pi \times Sa = 0.808 / 2\pi \times 2.041$ $= 0.262 \text{ m/s}$

6) 설계응답 응답스펙트럼

(1) 기능수행수준



(2) 붕괴방지수준



7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 10.350 m
- 하부슬래브 EL. = 22.102 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$$

$$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.646 \times \cos(\pi \times 10.350 / (2 \times 30.000)) = 0.014355$$

$$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.646 \times \cos(\pi \times 22.102 / (2 \times 30.000)) = 0.006733$$

(2) 붕괴방지 수준

$$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.808 \times \cos(\pi \times 10.350 / (2 \times 30.000)) = 0.036752$$

$$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.808 \times \cos(\pi \times 22.102 / (2 \times 30.000)) = 0.017239$$

$$Po = Ksb, top \times (U(Zu) - U(Zb))$$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 37562.340 \times (0.014355 - 0.006733)$ $= 286.300 \text{ kN/m}^2$	$Po = 24051.530 \times (0.036752 - 0.017239)$ $= 469.318 \text{ kN/m}^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$$P(z) = K_h \times (U_h(z) - U_h(b))$$

(1) 기능수행수준

z(m)	K_h (kN/m ³)	$U(Z_h)$ (m)	$U(Z_h) - U(Z_b)$ (m)	$P(z)$ (kN/m ²)
10.350	125867.160	0.014355	0.007622	959.359
11.418	125867.160	0.013850	0.007117	895.797
12.487	125867.160	0.013300	0.006567	826.570
13.555	125867.160	0.012710	0.005977	752.308
14.623	125867.160	0.012080	0.005347	673.012
15.692	125867.160	0.011411	0.004678	588.807
16.090	125867.160	0.011153	0.004420	556.333
16.760	125867.160	0.010708	0.003975	500.322
17.829	125867.160	0.009970	0.003237	407.432
18.897	276207.070	0.009202	0.002469	681.955
19.965	276207.070	0.008405	0.001672	461.818
21.034	276207.070	0.007581	0.000848	234.224
22.102	276207.070	0.006733	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	K_h (kN/m ³)	$U(Z_h)$ (m)	$U(Z_h) - U(Z_b)$ (m)	$P(z)$ (kN/m ²)
10.350	80593.960	0.036752	0.019513	1572.630
11.418	80593.960	0.035458	0.018219	1468.341
12.487	80593.960	0.034051	0.016812	1354.946
13.555	80593.960	0.032540	0.015301	1233.168
14.623	80593.960	0.030927	0.013688	1103.170
15.692	80593.960	0.029215	0.011976	965.193
16.090	80593.960	0.028554	0.011315	911.921
16.760	80593.960	0.027414	0.010175	820.044
17.829	80593.960	0.025525	0.008286	667.802
18.897	176832.750	0.023558	0.006319	1117.406
19.965	176832.750	0.021517	0.004278	756.491
21.034	176832.750	0.019407	0.002168	383.373
22.102	176832.750	0.017239	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

$$V_u = G_d \times U_{h1}, V_b = G_d \times U_{h2}, V_s = (V_u + V_b) / 2$$

$$U_{h1} = 1 / (\pi \times H) \times S_v \times T_g \times \sin(\pi \times Z_u / (2 \times H))$$

$$U_{h2} = 1 / (\pi \times H) \times S_v \times T_g \times \sin(\pi \times Z_b / (2 \times H))$$

구분	기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
V_u	$80686.000 \times 0.000417 = 33.650$	$51664.000 \times 0.001067 = 55.130$
V_b	$177060.000 \times 0.000786 = 139.170$	$113357.000 \times 0.002012 = 228.070$
V_s	$(33.650 + 139.170) / 2 = 86.410$	$(55.130 + 228.070) / 2 = 141.600$

10) 구제 관성력

$$f_i = A_i \times \text{recon}^1 c \times KH \times (1 - 0.015 \times Z_i)$$

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f_u = 1.500 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 9.450)$ = 2.382	$f_u = 1.500 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 9.450)$ = 5.858

② 하부슬래브

기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f_b = 1.800 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 21.202)$ = 2.271	$f_b = 1.800 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 21.202)$ = 5.585

③ 중간슬래브

기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f_b = 1.500 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 13.402)$ = 2.413	$f_b = 1.500 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 13.402)$ = 5.934

④ 중간벽체

기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f_{u1} = (1.700 \times 1.200 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 9.450)) / 4.300 = 0.753$	$f_{u1} = (1.700 \times 1.200 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 9.450)) / 4.300 = 1.853$
$f_{b1} = (1.700 \times 1.200 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 21.202)) / 4.300 = 0.599$	$f_{b1} = (1.700 \times 1.200 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 21.202)) / 4.300 = 1.472$
$f_{u1} = 1.700 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 9.450)$ = 0.753	$f_{u1} = 1.700 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 9.450)$ = 1.853
$f_{b1} = 1.700 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 21.202)$ = 0.599	$f_{b1} = 1.700 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 21.202)$ = 1.472

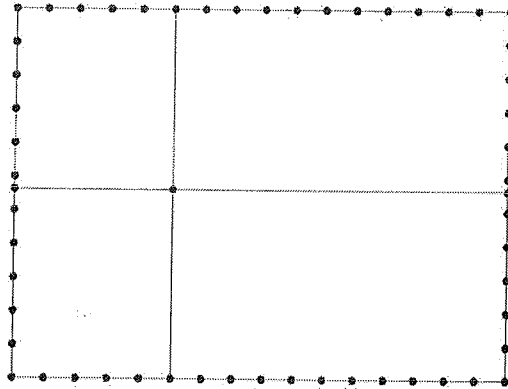
⑤ 측벽

기능수행수준(kN/m ²)	붕괴방지수준(kN/m ²)
$f_1 = 1.700 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 9.450)$ = 2.699	$f_1 = 1.700 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 9.450)$ = 6.639
$f_2 = 1.700 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 10.518)$ = 2.649	$f_2 = 1.700 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 10.518)$ = 6.515
$f_3 = 1.700 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 11.587)$ = 2.598	$f_3 = 1.700 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 11.587)$ = 6.391
$f_4 = 1.700 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 12.655)$ = 2.548	$f_4 = 1.700 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 12.655)$ = 6.267
$f_5 = 1.700 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 13.723)$ = 2.498	$f_5 = 1.700 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 13.723)$ = 6.143
$f_6 = 1.700 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 14.792)$ = 2.447	$f_6 = 1.700 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 14.792)$ = 6.019
$f_7 = 1.700 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 15.190)$ = 2.428	$f_7 = 1.700 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 15.190)$ = 5.973
$f_8 = 1.700 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 15.860)$ = 2.397	$f_8 = 1.700 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 15.860)$ = 5.895
$f_9 = 1.700 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 16.929)$ = 2.346	$f_9 = 1.700 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 16.929)$ = 5.771

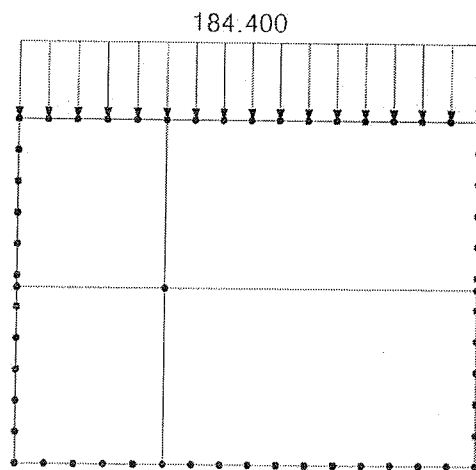
$f_{10} = 1.700 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 17.997)$ = 2.296	$f_{10} = 1.700 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 17.997)$ = 5.647
$f_{11} = 1.700 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 19.065)$ = 2.246	$f_{11} = 1.700 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 19.065)$ = 5.523
$f_{12} = 1.700 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 20.134)$ = 2.195	$f_{12} = 1.700 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 20.134)$ = 5.399
$f_{13} = 1.700 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 21.202)$ = 2.145	$f_{13} = 1.700 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 21.202)$ = 5.275

10. 하 중 재 하 (상시)

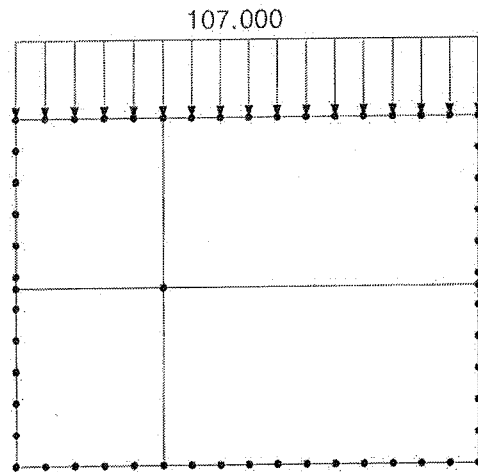
1) CASE1 - 구체자중(SW)



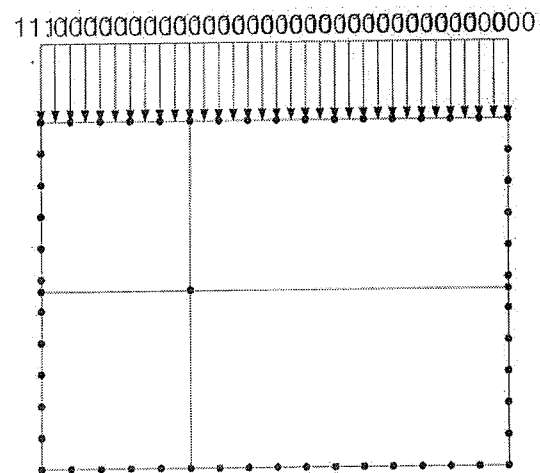
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



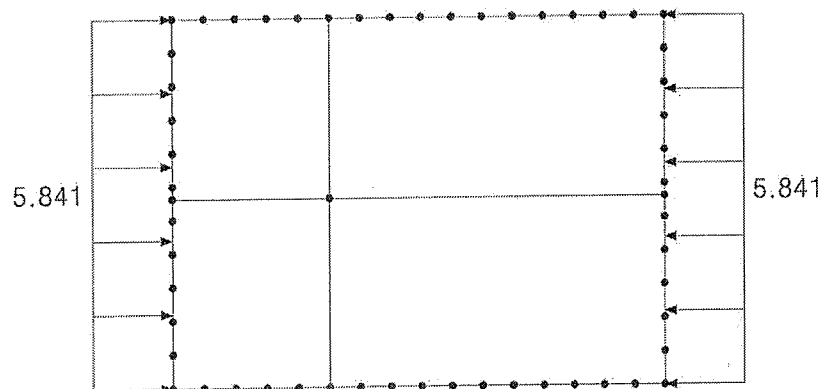
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有 (PAVEW)



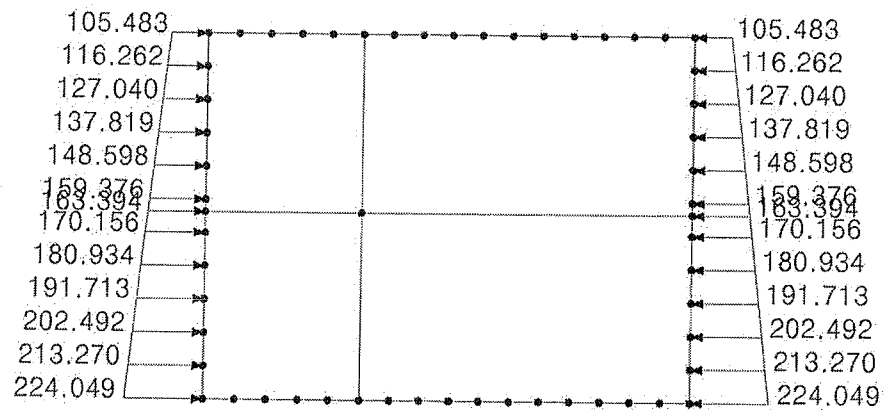
4) CASE4 - 만재활하중 (LIVEFU)



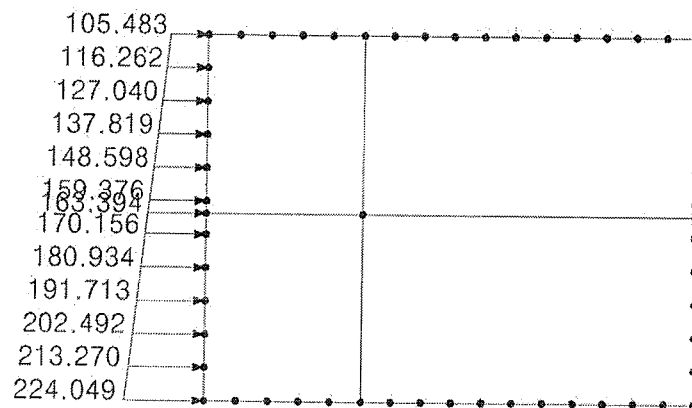
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중 (LIVEFUH)



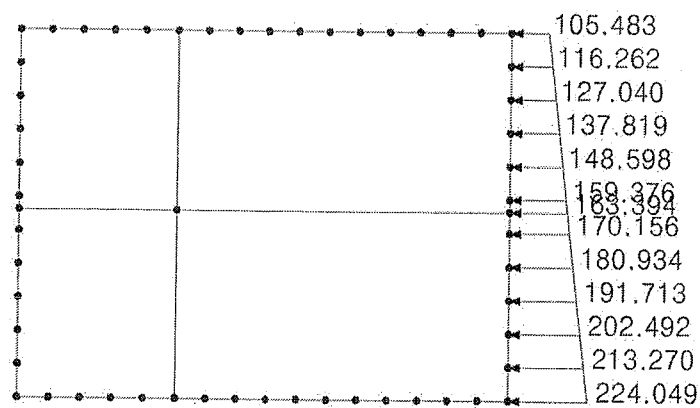
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



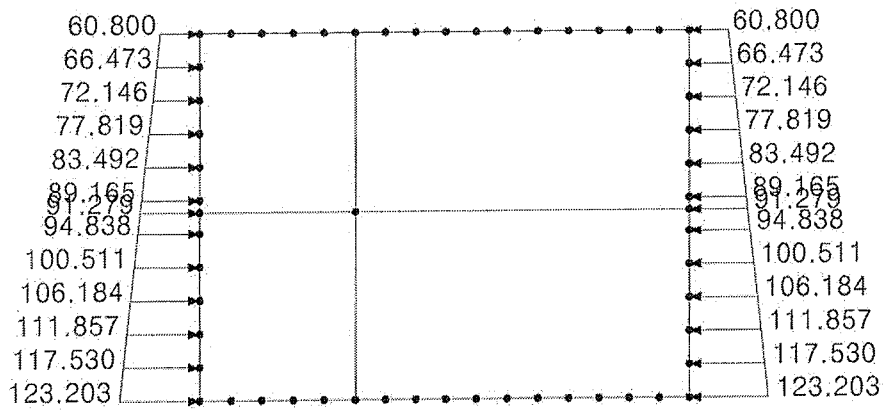
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



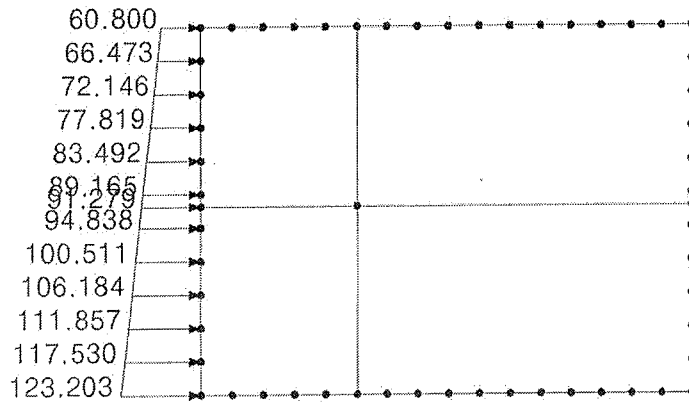
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



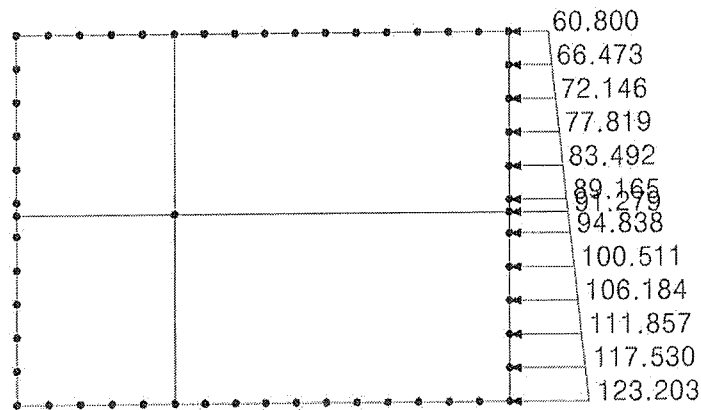
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(S01LBW)



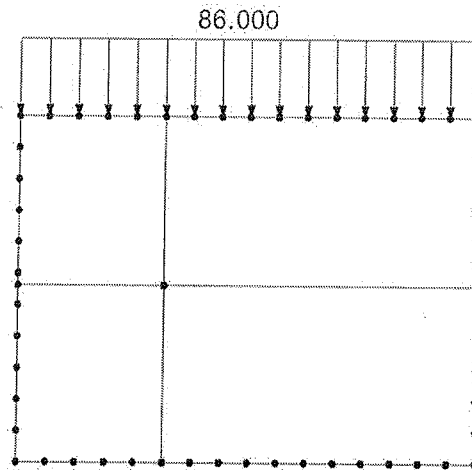
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(S01LLW)



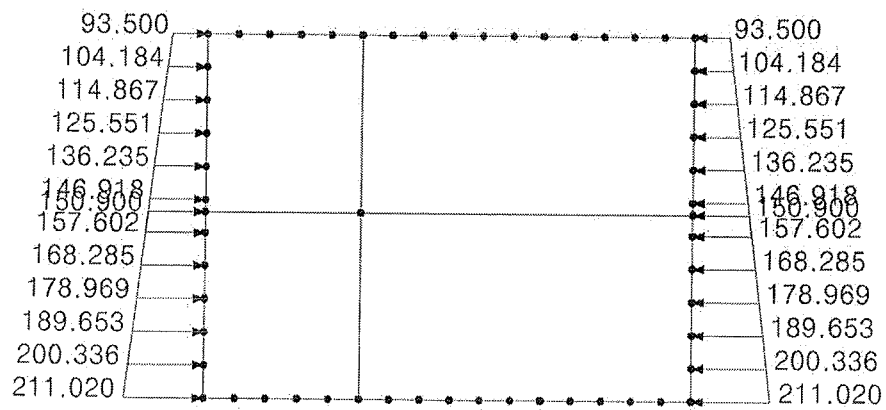
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(S01LRW)



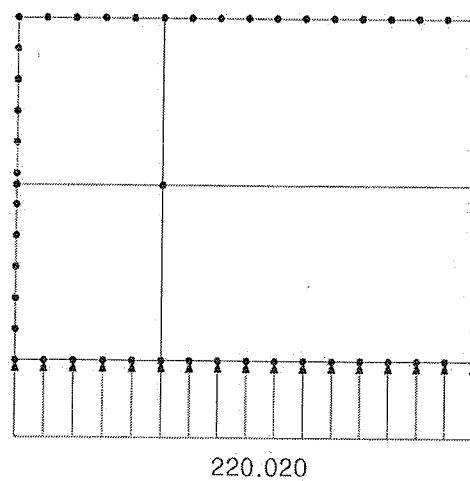
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



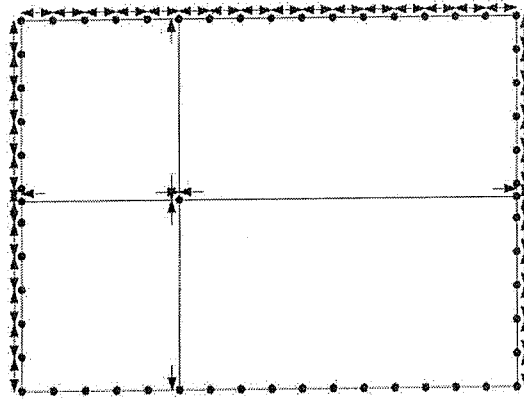
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



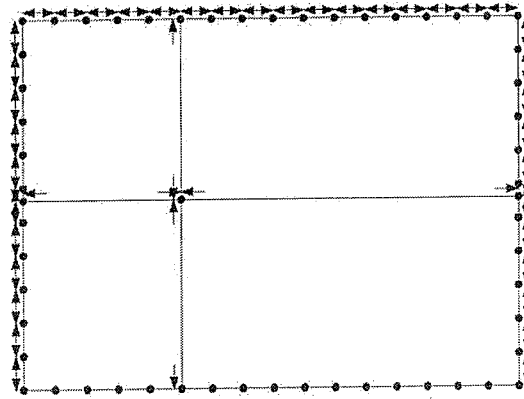
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



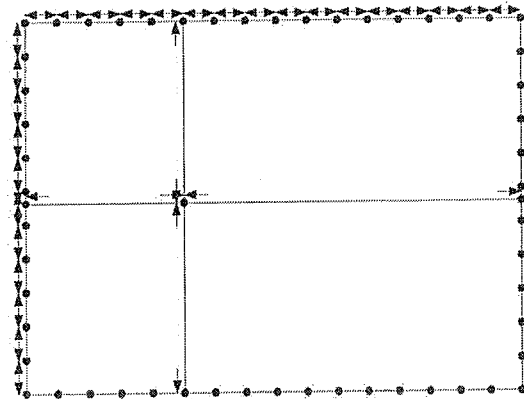
15) CASE15 - 온도변화(+) $+10^{\circ}\text{C}$ (TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10°C (TEMPMINU)

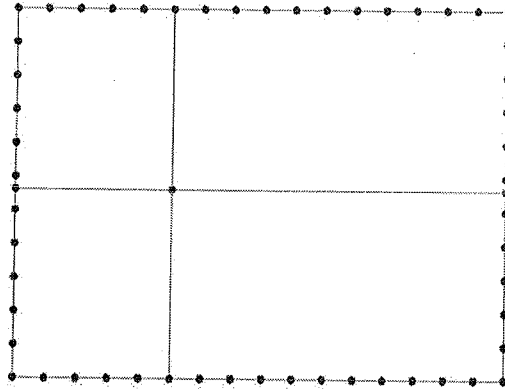


17) CASE17 - 건조수축 -15°C (SHRINK)

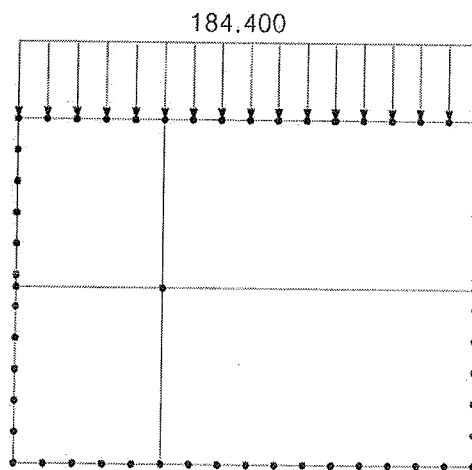


11. 하중 재하 (기능수행)

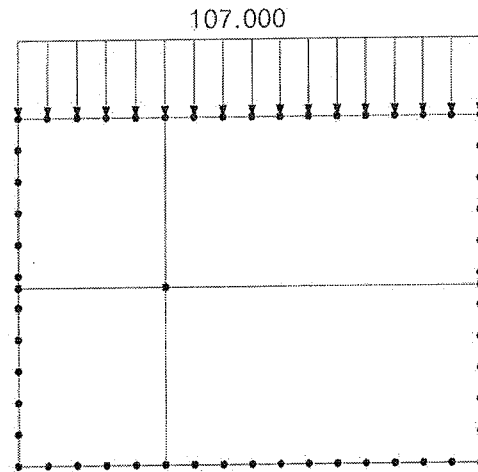
1) CASE1 - 구체자중(SW)



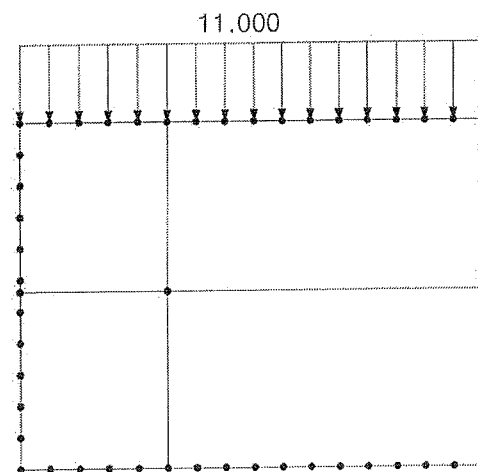
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



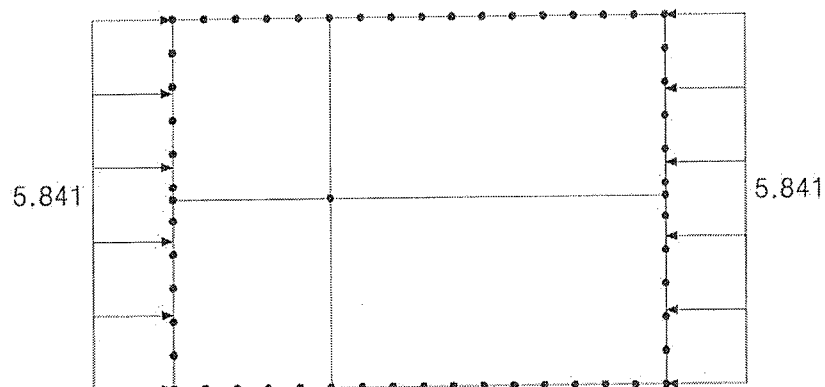
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有 (PAVEW)



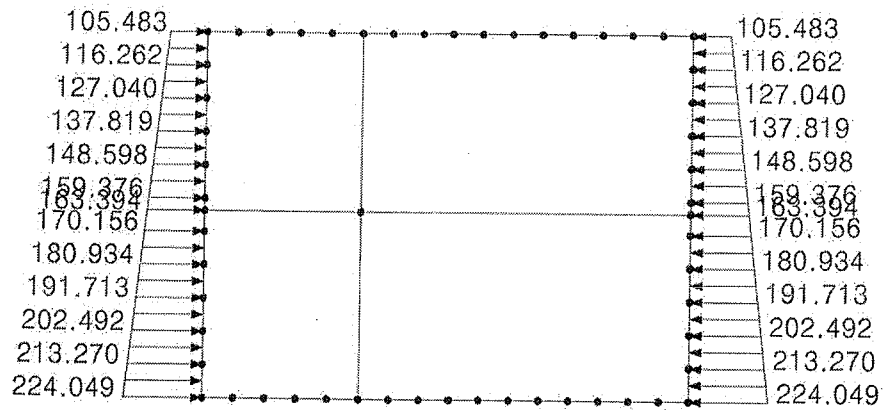
4) CASE4 - 지진시 만재활하중 (LIVEFUE)



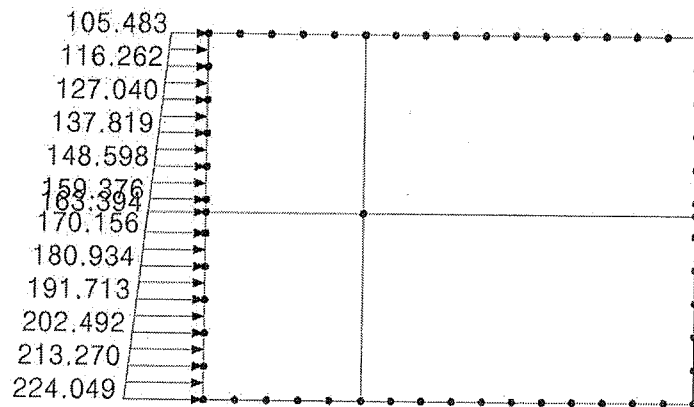
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중 (LIVEFUHE)



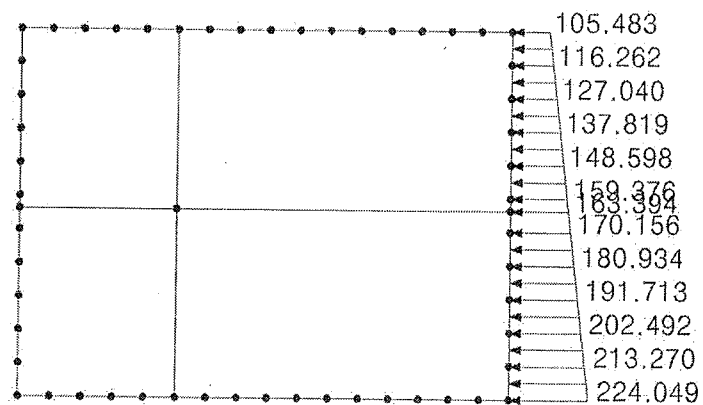
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(S01LBE2)



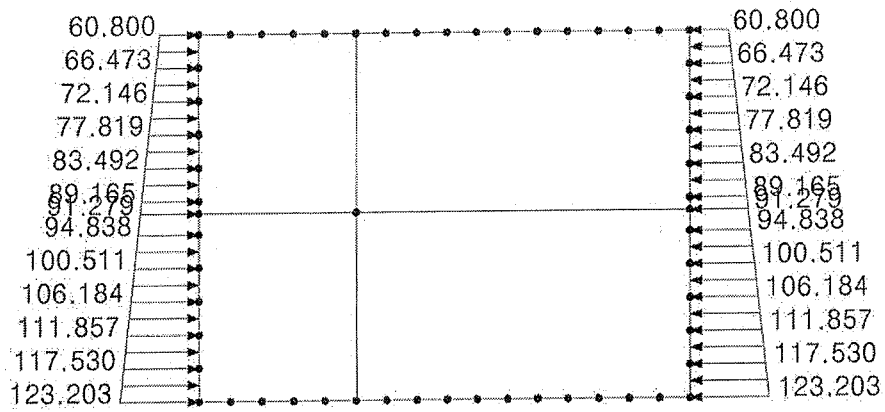
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(S01LLE2)



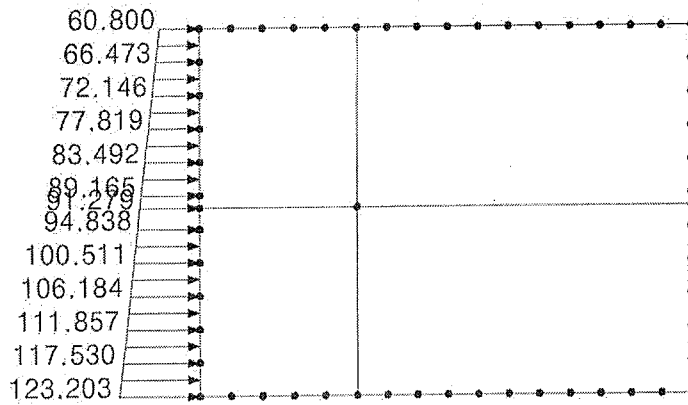
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(S01LRE2)



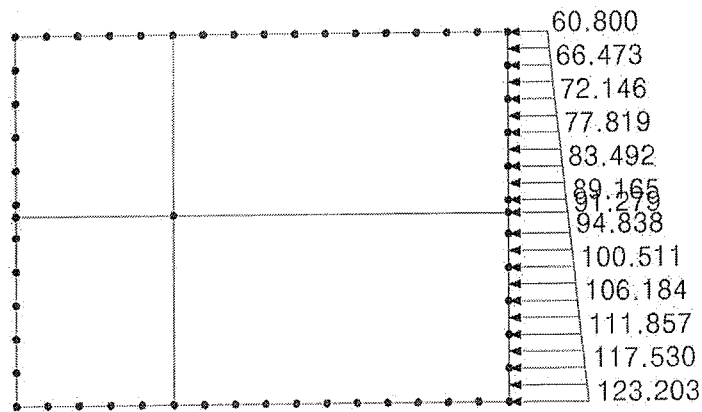
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(S01LBWE2)



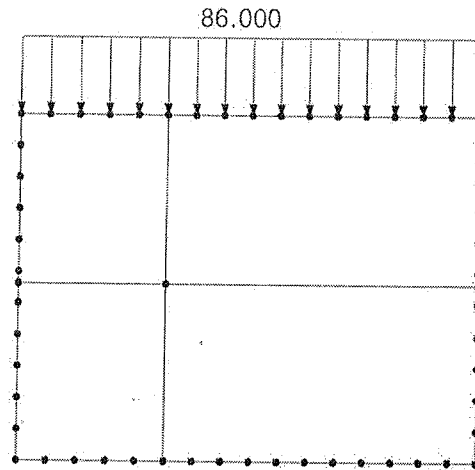
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(S01LLWE2)



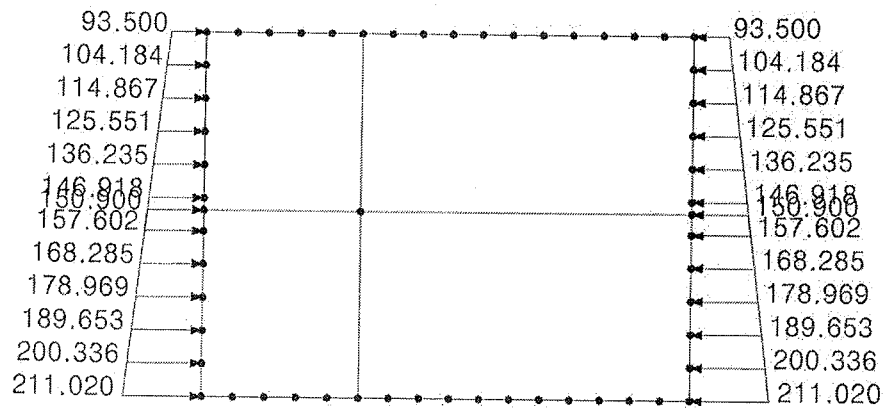
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(S01LRWE2)



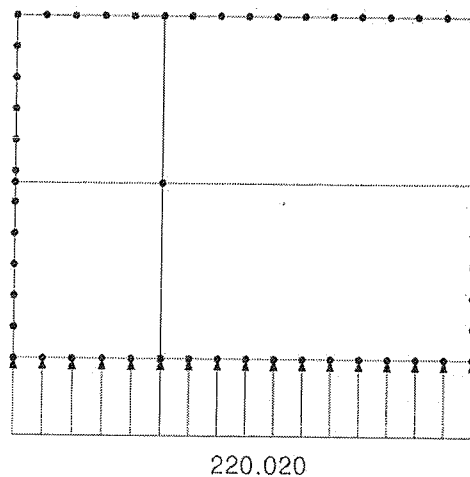
12) CASE12 - 연직수압(WATERY)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

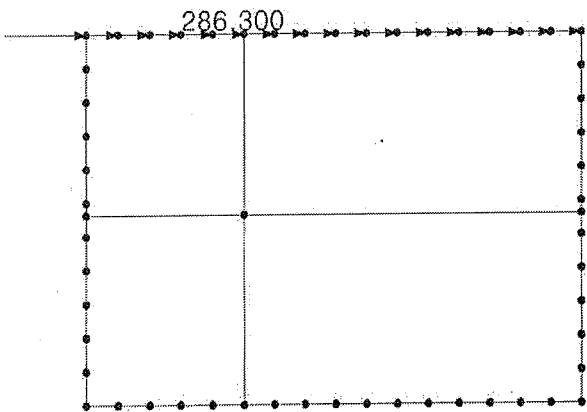


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

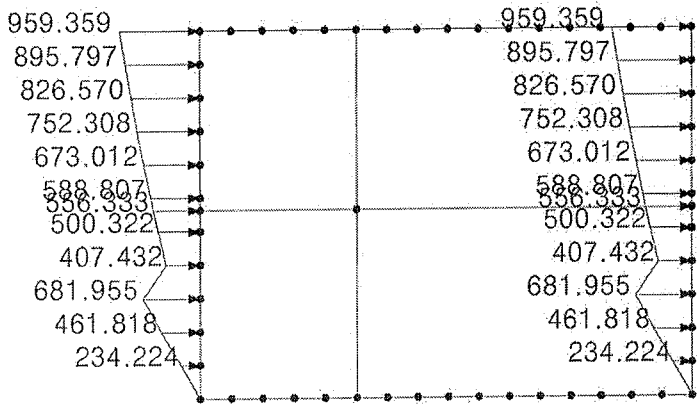


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

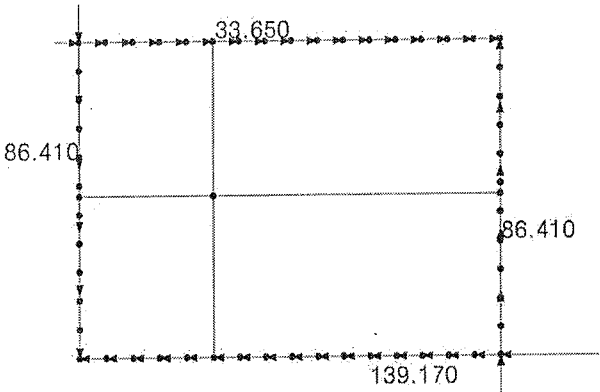
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



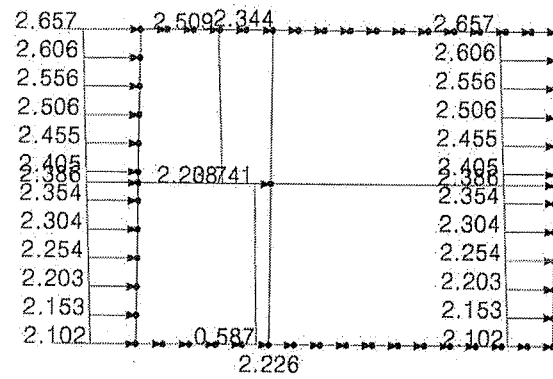
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

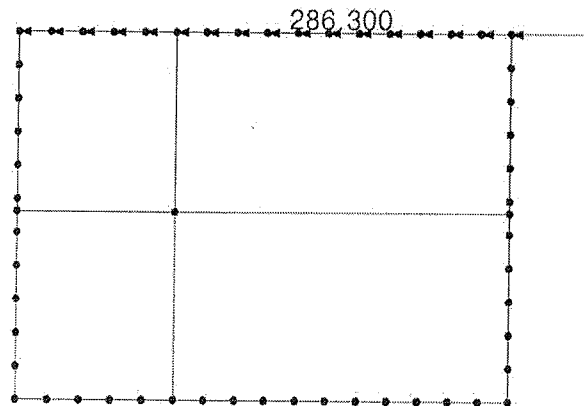


18) CASE18 - 구체 판성력(기능수행)(FUNINER)

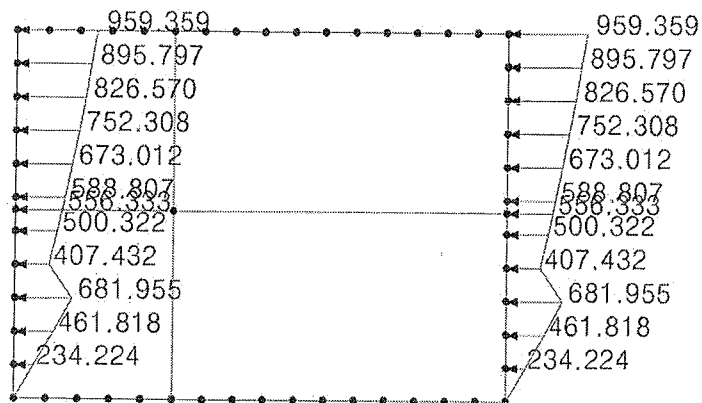


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

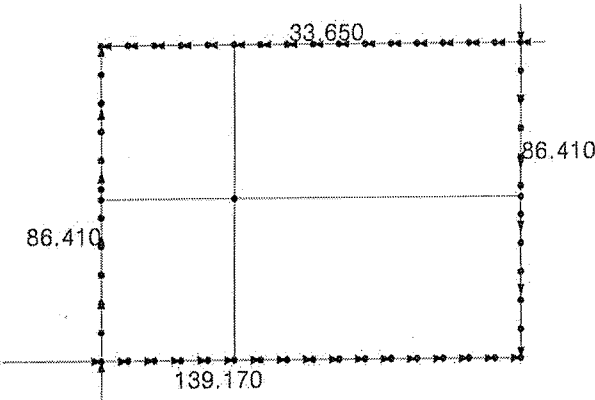
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



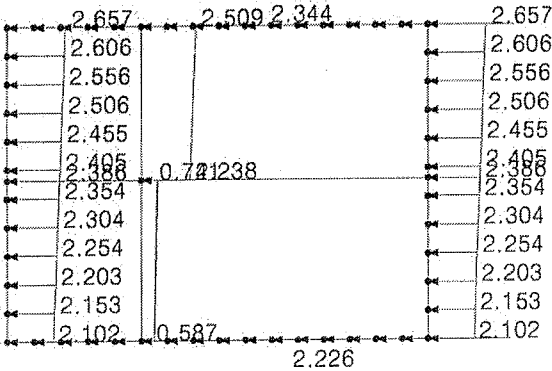
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주변전단력(기능수행)2(FUNMS2)

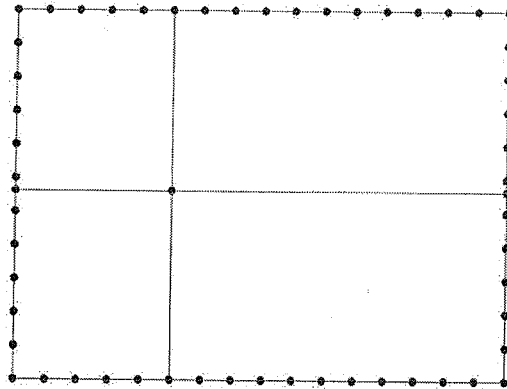


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

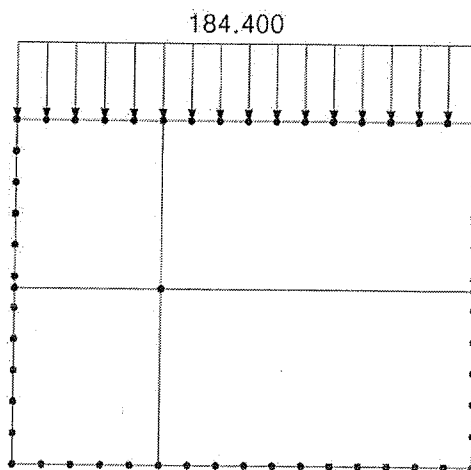


12. 하중 재하 (붕괴방지)

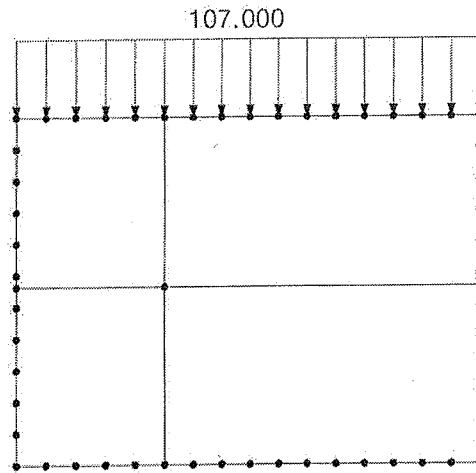
1) CASE1 - 구제자중(SW)



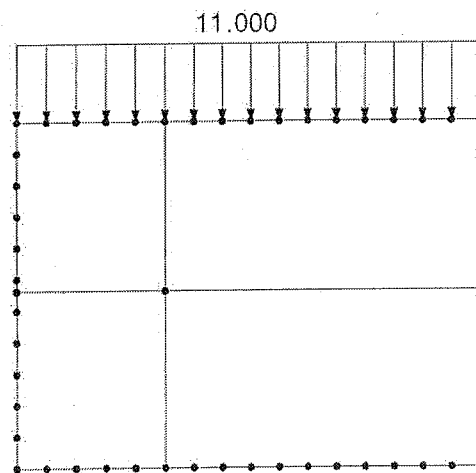
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無 (PAVE)



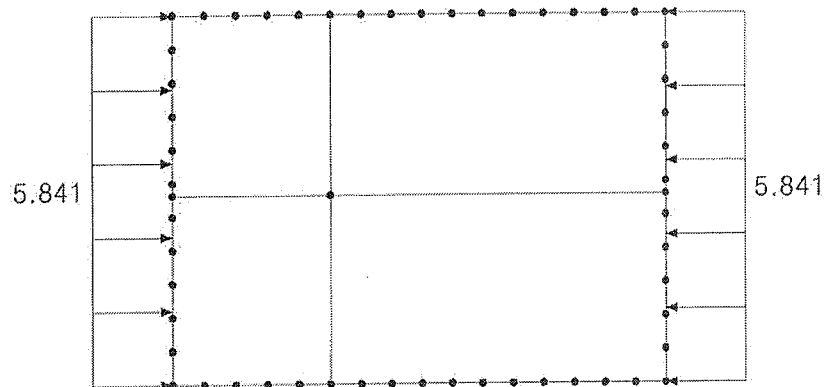
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



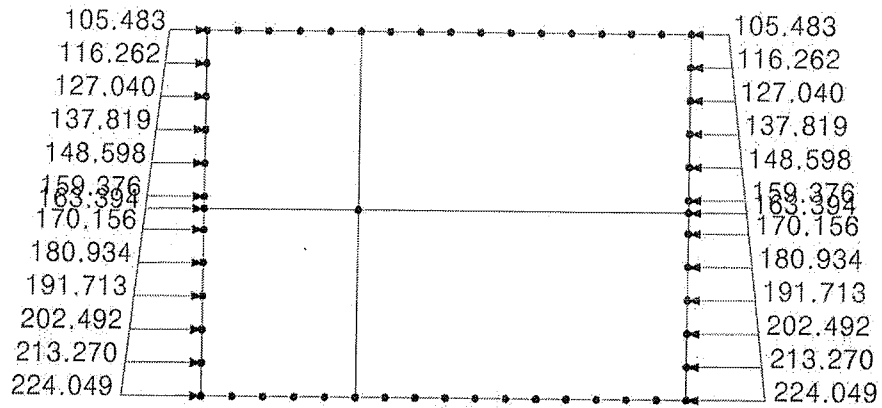
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



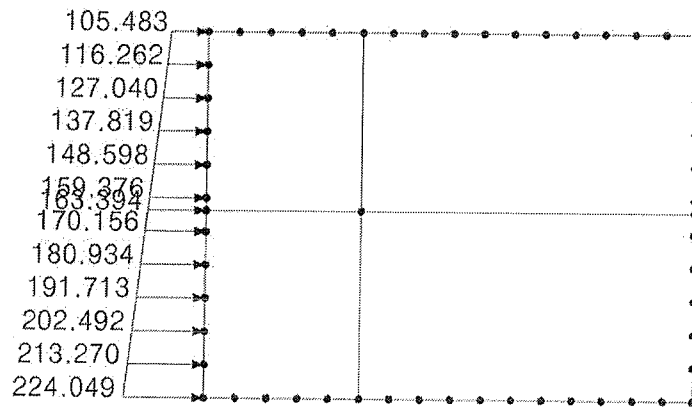
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



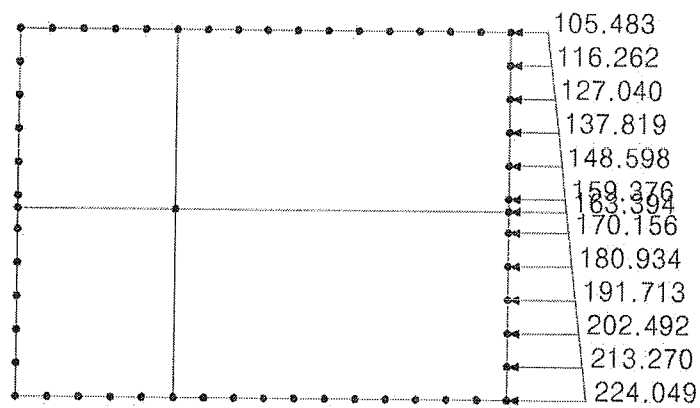
6) CASE6 - 지진시 양토압(S0ILBE)



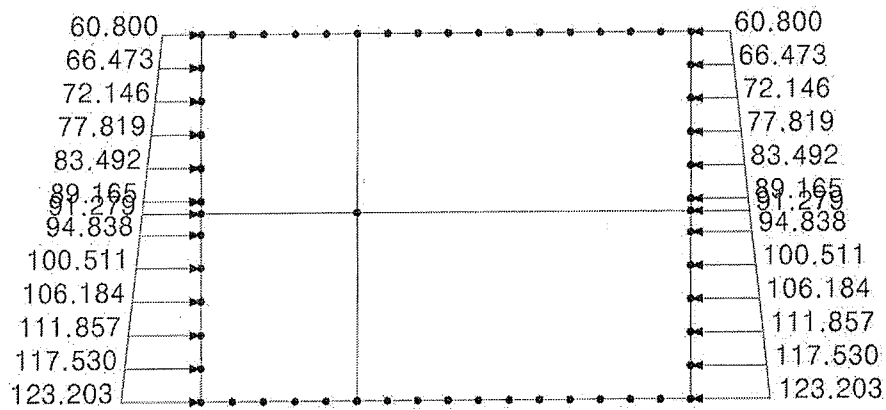
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(S0ILLE)



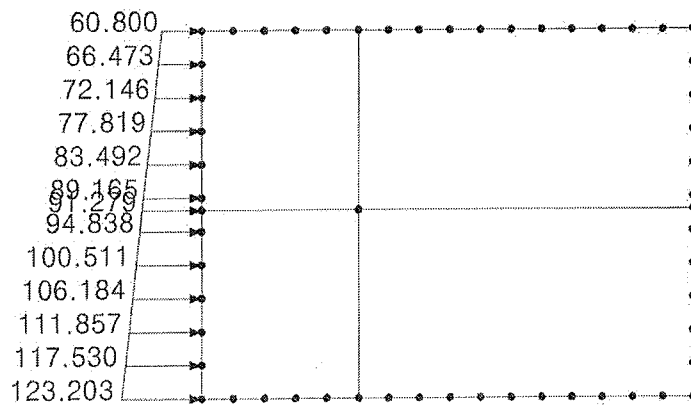
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(S0ILRE)



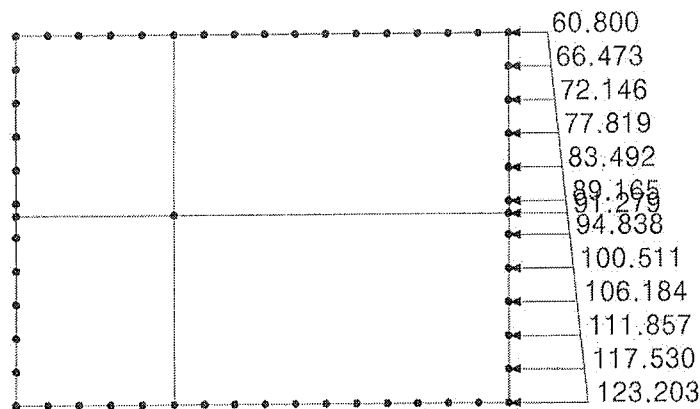
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(S01LBWE)



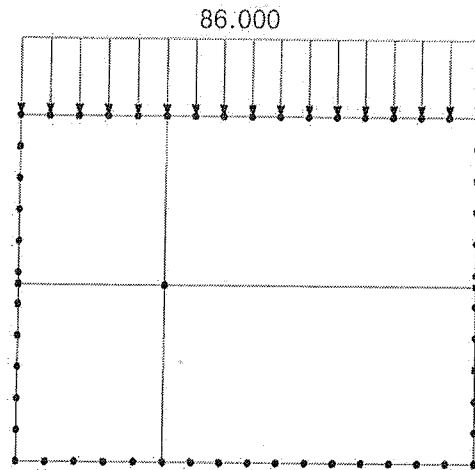
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(S01LLWE)



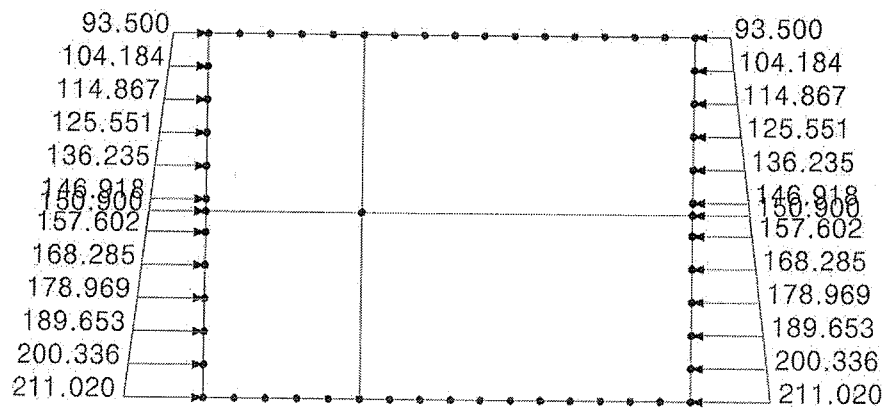
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(S01LRWE)



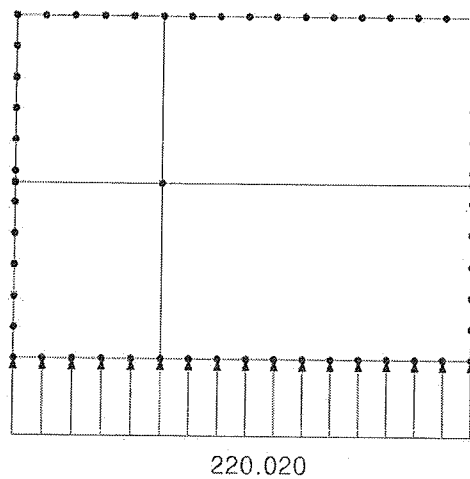
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

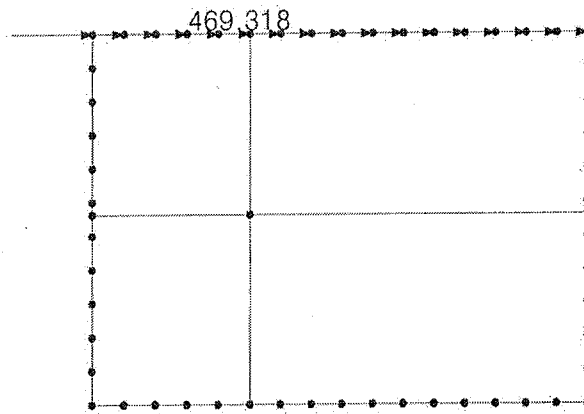


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

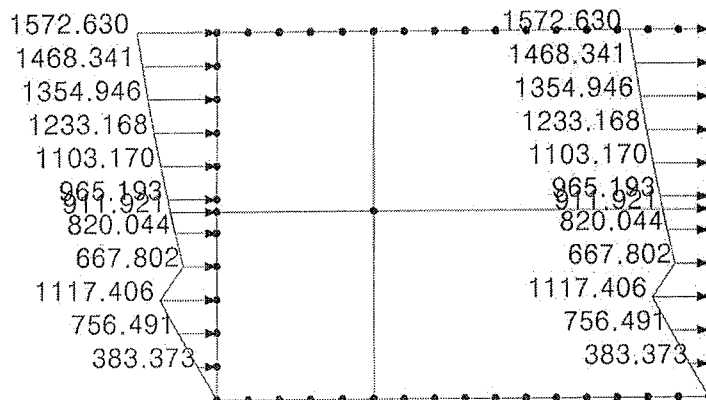


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

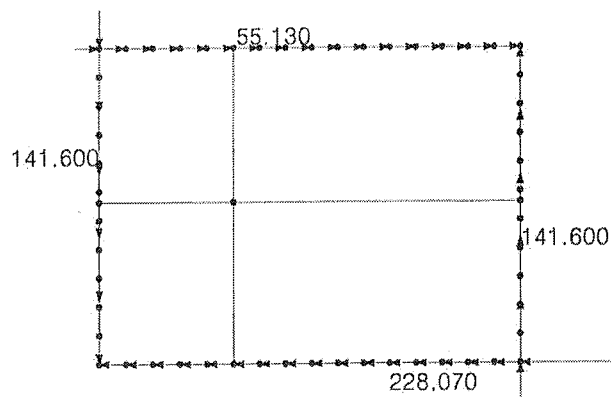
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



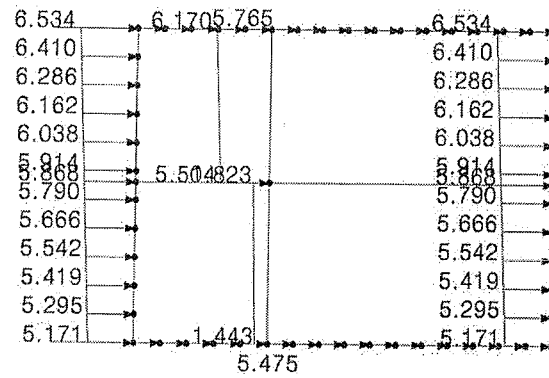
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

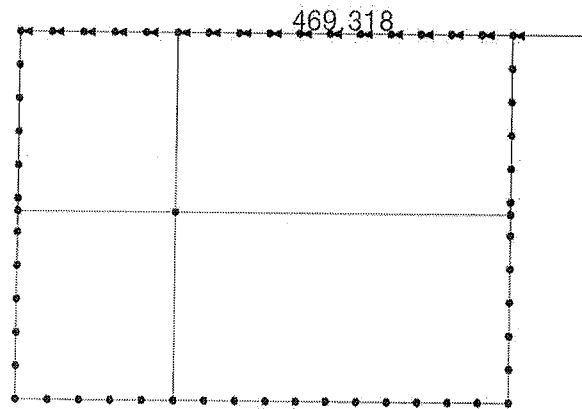


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

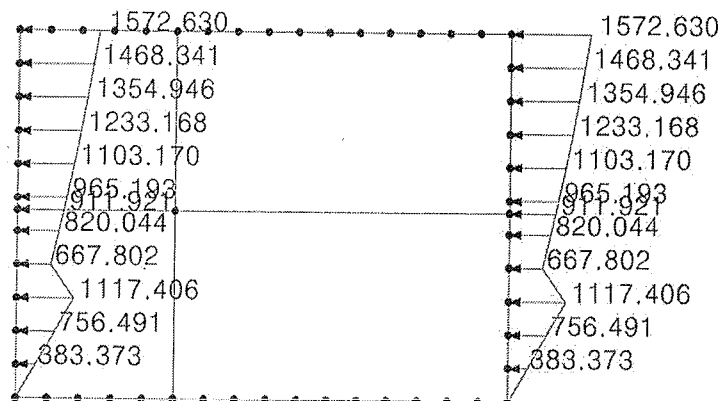


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

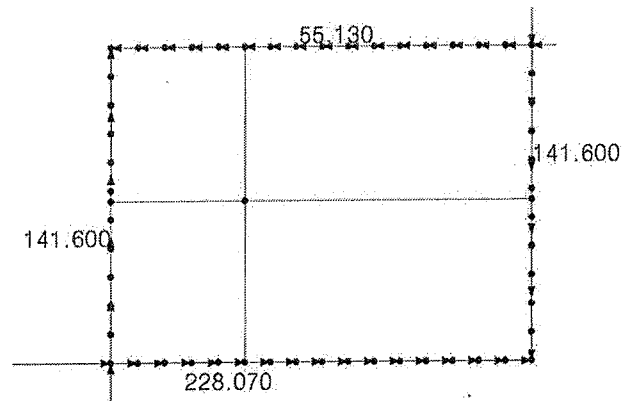
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



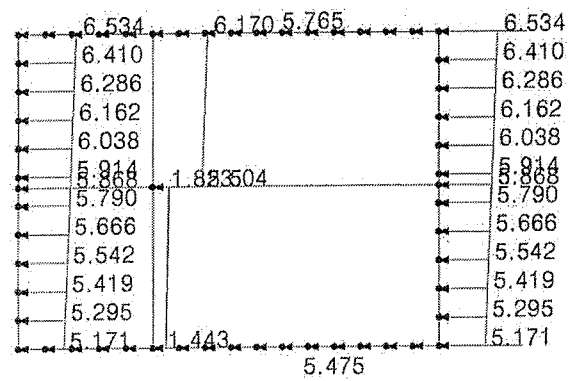
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주변전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중 H_v 에 대한 보정계수

$h \leq 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.0$

$h > 2.0 \text{ m}$ 에 대해서, $\alpha H = 1.05 - 0.025h (\geq 0.875) = 0.875$, $h = 9.600 \text{ m}$

1) 계수하중

구 분	D	H _v	L	H _h	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	H _v	L	H _h	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	●

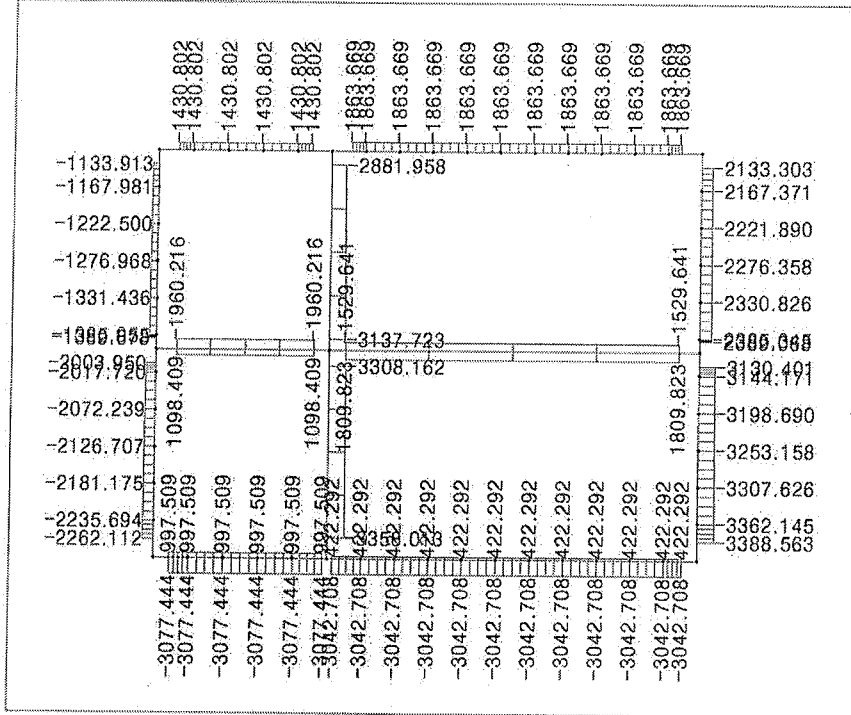
3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	H _v	L	H _h	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	●

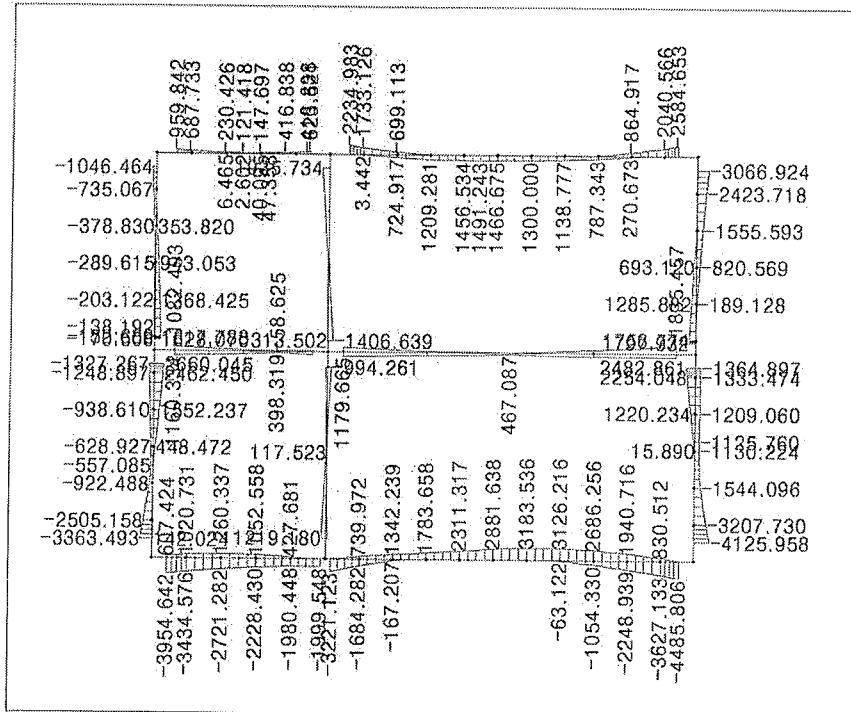
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	H _v	L	H _h	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	●

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



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

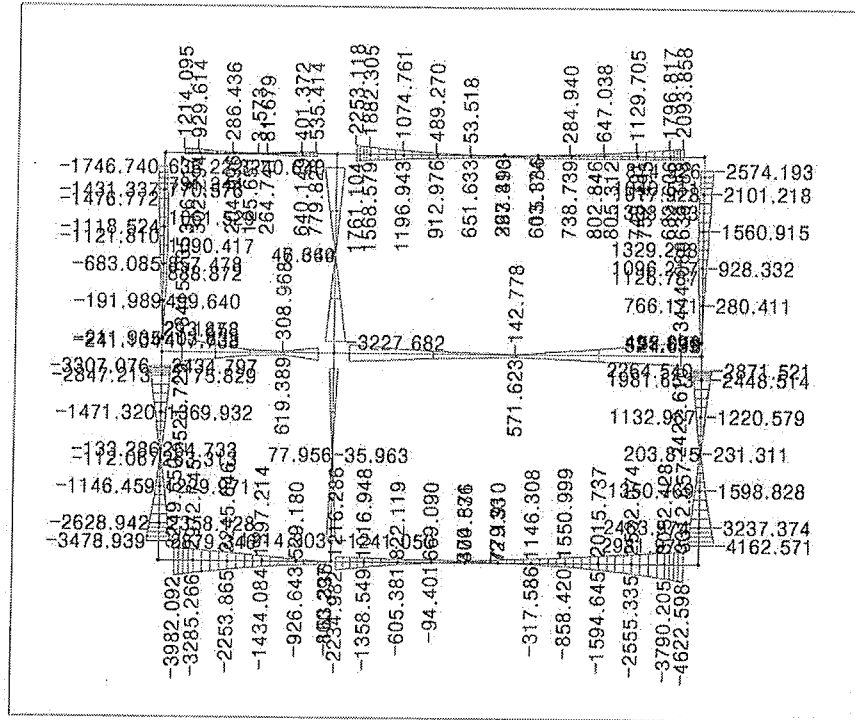


5) 단면력 정리

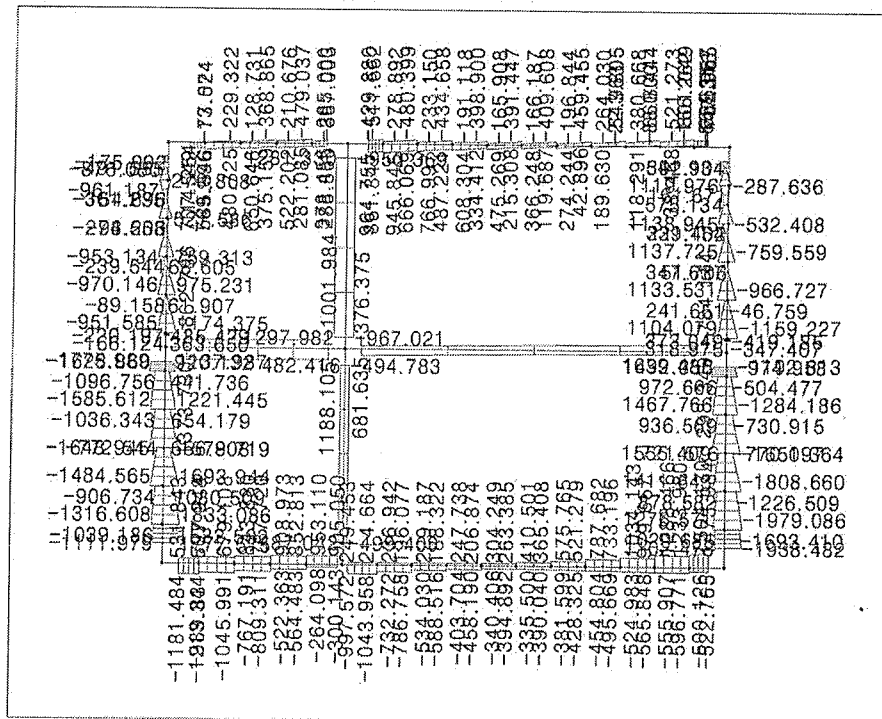
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1327.97	364.71	1430.80	959.84	1000.00	1666.67	
		중앙부	2	0.00	486.38	1430.80	21.47	1000.00	1500.00	
		우측	3	867.65	172.51	1430.80	623.52	1000.00	1666.67	
	2 경간	좌측	4	3245.75	1255.98	1863.67	2234.98	1000.00	1666.67	
		중앙부	5	2086.74	521.44	1863.67	1491.24	1000.00	1500.00	
		우측	6	3662.17	1391.20	1863.67	2584.65	1000.00	1666.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	5652.72	691.17	3077.44	3954.64	1000.00	1966.67	
		중앙부	8	1994.07	1348.71	3077.44	1020.73	1000.00	1800.00	
		우측	9	2827.08	683.47	3077.44	1999.55	1000.00	1800.00	
	2 경간	좌측	10	4659.35	1789.85	3042.71	3221.12	1000.00	1800.00	
		중앙부	11	4505.02	1383.01	3042.71	3126.22	1000.00	1800.00	
		우측	12	6312.34	1685.88	3042.71	4485.81	1000.00	1966.67	
중간 슬래브	1 경간	좌측	13	1698.96	646.30	1960.22	1082.49	1000.00	1666.67	
		중앙부	14	1381.26	675.05	1960.22	946.21	1000.00	1500.00	
		우측	15	304.22	616.60	1960.22	192.08	1000.00	1500.00	
	2 경간	좌측	16	1756.08	463.87	1809.82	1114.80	1000.00	1500.00	
		중앙부	17	1260.29	574.85	1809.82	845.78	1000.00	1500.00	
		우측	18	2814.62	612.47	1809.82	1835.46	1000.00	1666.67	
좌측 벽체	1 층	상부	19	2290.77	1466.47	2003.95	1327.27	1000.00	1866.67	
		중앙부	20	2903.02	1123.34	2044.98	2033.25	1000.00	1700.00	
		하부	21	4717.71	1836.09	2262.11	3363.49	1000.00	1866.67	
	2 층	상부	22	1418.59	807.01	1133.91	1046.46	1000.00	1866.67	
		중앙부	23	1971.76	497.79	1345.07	1447.79	1000.00	1700.00	
		하부	24	549.65	583.55	1389.68	170.51	1000.00	1866.67	
우측 벽체	1 층	상부	25	2222.32	1605.44	3130.40	1364.90	1000.00	1866.67	
		중앙부	26	2528.71	1262.30	3171.43	1763.05	1000.00	1700.00	
		하부	27	5683.20	1975.07	3388.56	4125.96	1000.00	1866.67	
	2 층	상부	28	4350.84	1287.72	2133.30	3066.92	1000.00	1866.67	
		중앙부	29	1804.61	1262.77	2344.46	1407.14	1000.00	1700.00	
		하부	30	68.89	1273.52	2389.07	0.00	1000.00	1866.67	
중간 벽체	2 층	1련 상부	31	95.38	970.70	2881.96	0.00	1000.00	1200.00	
		1련 중앙부	32	1581.87	970.70	2945.90	1100.14	1000.00	1200.00	
		1련 하부	33	2069.18	970.70	3137.72	1406.64	1000.00	1200.00	

14.2 지진시(기능수행)

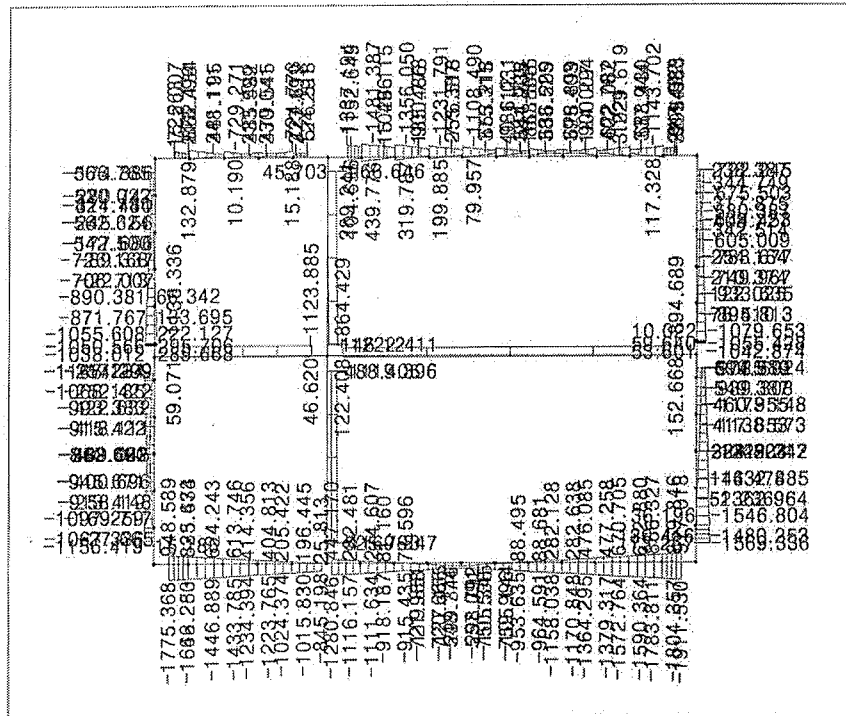
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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



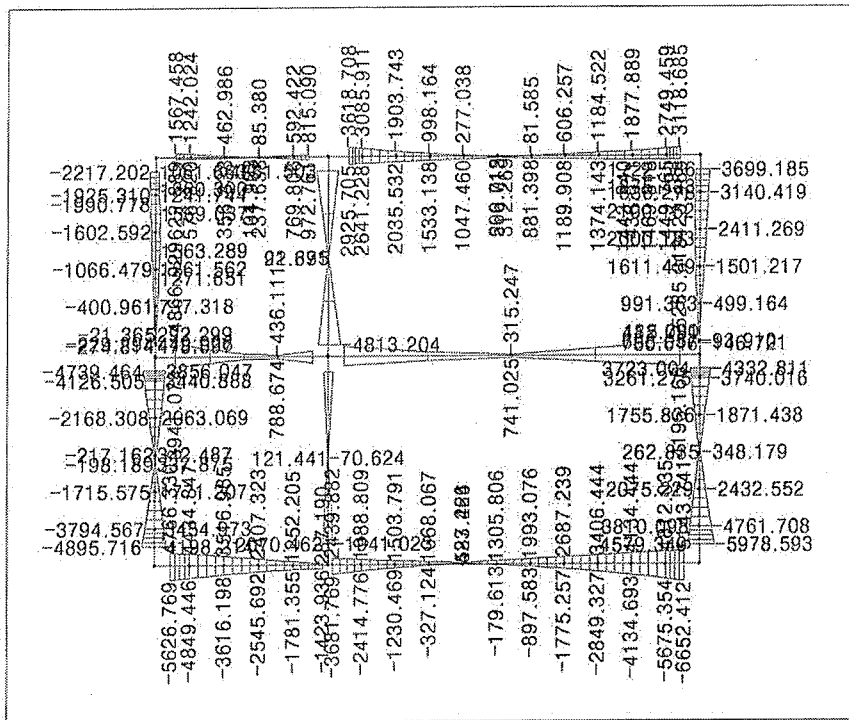
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN			
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1214.10	603.51	725.01	1000.00	1666.67	
		중앙부	2	569.98	406.94	607.46	1000.00	1500.00	
		우측	3	535.41	413.87	576.52	1000.00	1666.67	
	2 경간	좌측	4	2253.12	702.65	1337.19	1000.00	1666.67	
		중앙부	5	560.01	335.51	880.85	1000.00	1500.00	
		우측	6	2093.86	596.12	995.93	1000.00	1666.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	3982.09	818.50	1775.37	1000.00	1966.67	
		중앙부	8	2972.75	1213.34	1662.25	1000.00	1800.00	
		우측	9	800.30	813.10	845.20	1000.00	1800.00	
	2 경간	좌측	10	2234.98	562.76	1280.85	1000.00	1800.00	
		중앙부	11	1551.00	787.68	1158.04	1000.00	1800.00	
		우측	12	4622.60	1008.39	1911.53	1000.00	1966.67	
중간 슬래브	1 경간	좌측	13	3415.24	1298.58	1136.34	1000.00	1666.67	
		중앙부	14	1614.74	1327.34	1133.22	1000.00	1500.00	
		우측	15	1324.32	1268.88	1123.89	1000.00	1500.00	
	2 경간	좌측	16	2279.76	600.86	864.43	1000.00	1500.00	
		중앙부	17	1573.33	671.34	887.12	1000.00	1500.00	
		우측	18	3444.09	708.96	894.69	1000.00	1666.67	

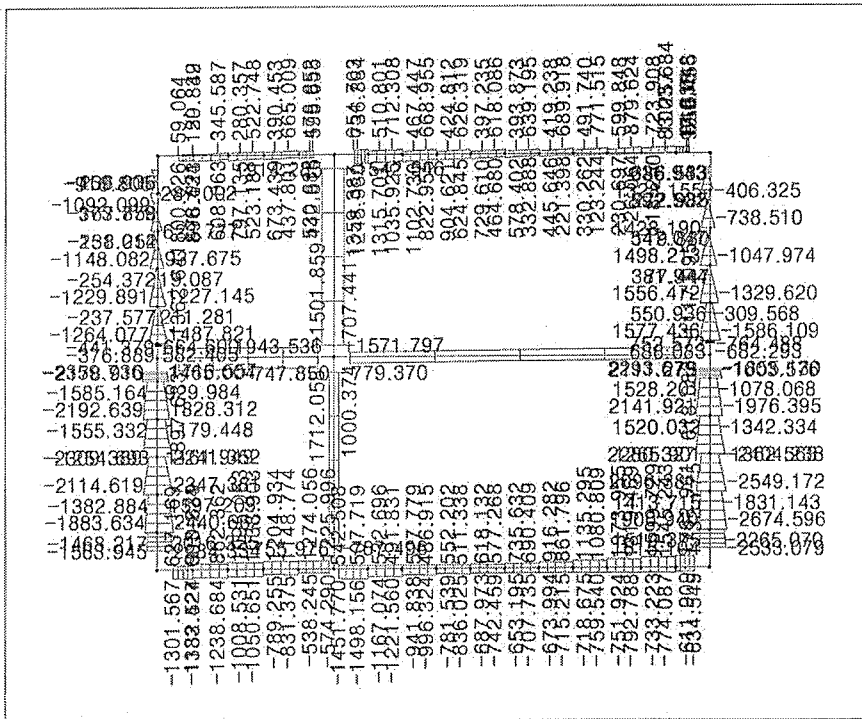
좌측 벽체	1층	상부	19	3307.08	1340.42	1166.13	1000.00	1866.67	
		중앙부	20	1871.72	1359.93	1030.78	1000.00	1700.00	
		하부	21	3478.94	1361.63	1156.42	1000.00	1866.67	
	2층	상부	22	1746.74	343.88	566.77	1000.00	1866.67	
		중앙부	23	461.71	350.67	917.73	1000.00	1700.00	
		하부	24	241.10	262.17	1050.57	1000.00	1866.67	
우측 벽체	1층	상부	25	2871.52	1244.44	978.59	1000.00	1866.67	
		중앙부	26	1657.35	1239.12	1081.23	1000.00	1700.00	
		하부	27	4162.57	1476.70	1569.34	1000.00	1866.67	
	2층	상부	28	2574.19	400.94	722.25	1000.00	1866.67	
		중앙부	29	732.09	469.84	941.77	1000.00	1700.00	
		하부	30	0.00	386.01	1055.43	1000.00	1866.67	
중간 벽체	2층	1면 상부	31	2356.75	1288.06	966.65	1000.00	1200.00	
		1면 중앙부	32	1631.45	1285.65	1030.59	1000.00	1200.00	
		1면 하부	33	3227.68	1291.38	1222.41	1000.00	1200.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

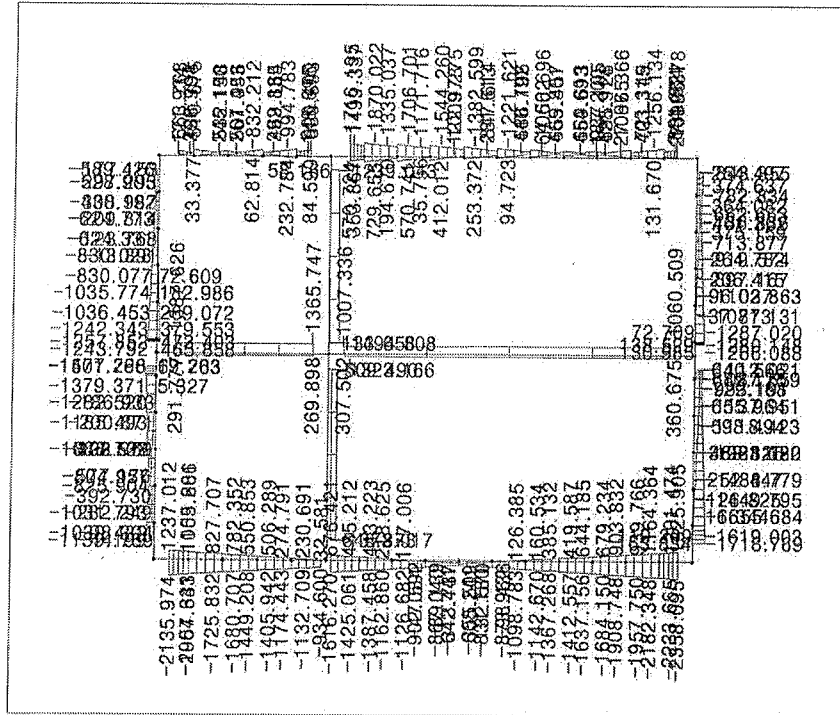
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	응답계수	전단력	축력				
			kN.m	kN.m	kN	kN	mm	mm		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1567.46	522.49	750.00	663.77	1000.00	1666.67	
		중앙부	2	660.32	220.11	592.92	856.93	1000.00	1500.00	
		우측	3	815.09	271.70	560.89	839.69	1000.00	1666.67	
	2 경간	좌측	4	3618.71	1206.24	1038.38	1716.20	1000.00	1666.67	
		중앙부	5	841.50	280.50	589.85	1115.11	1000.00	1500.00	
		우측	6	3118.69	1039.56	815.30	1098.38	1000.00	1666.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	5626.77	1875.59	1069.68	2135.97	1000.00	1966.67	
		중앙부	8	4434.85	1478.28	1333.43	2004.64	1000.00	1800.00	
		우측	9	1423.94	474.65	1064.28	934.60	1000.00	1800.00	
	2 경간	좌측	10	3681.77	1227.26	970.56	1616.27	1000.00	1800.00	
		중앙부	11	2687.24	895.75	1135.30	1367.27	1000.00	1800.00	
		우측	12	6652.41	2217.47	1348.20	2358.10	1000.00	1966.67	
중간 슬래브	1 경간	좌측	13	4866.93	1622.31	1822.53	1387.63	1000.00	1666.67	
		중앙부	14	2519.95	839.99	1851.29	1382.16	1000.00	1500.00	
		우측	15	1966.96	655.65	1792.83	1365.75	1000.00	1500.00	
	2 경간	좌측	16	3708.03	1236.01	919.60	1007.34	1000.00	1500.00	
		중앙부	17	2541.57	847.19	1004.32	1047.22	1000.00	1500.00	
		우측	18	5285.81	1761.94	1041.94	1060.51	1000.00	1666.67	

좌측 벽체	1층	상부	19	4739.46	1579.82	1932.22	1501.76	1000.00	1866.67	
		중앙부	20	2864.23	954.74	1910.60	1330.95	1000.00	1700.00	
		하부	21	4895.72	1631.91	1970.62	1139.20	1000.00	1866.67	
	2층	상부	22	2217.20	739.07	331.05	589.43	1000.00	1866.67	
		중앙부	23	658.97	219.66	543.06	1087.93	1000.00	1700.00	
		하부	24	274.81	91.61	329.31	1257.85	1000.00	1866.67	
우측 벽체	1층	상부	25	4332.81	1444.27	1900.77	1112.02	1000.00	1866.67	
		중앙부	26	2622.69	874.23	1856.96	1035.01	1000.00	1700.00	
		하부	27	5978.59	1992.86	2172.81	1718.77	1000.00	1866.67	
	2층	상부	28	3699.19	1233.06	552.60	843.36	1000.00	1866.67	
		중앙부	29	884.34	294.78	822.21	1132.60	1000.00	1700.00	
		하부	30	146.72	48.91	595.14	1280.15	1000.00	1866.67	
중간 벽체	2층	1련 상부	31	3815.30	1271.77	1926.10	1239.04	1000.00	1200.00	
		1련 중앙부	32	2456.69	818.90	1921.87	1302.99	1000.00	1200.00	
		1련 하부	33	4813.20	1604.40	1931.94	1494.81	1000.00	1200.00	

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	-1327.97	-	-522.49	-1214.10	-1327.97	
		중앙부	2	-	-	220.11	569.98	569.98	
		우측	3	-867.65	-	-271.70	-535.41	-867.65	
	2 경간	좌측	4	-3245.75	-	-1206.24	-2253.12	-3245.75	
		중앙부	5	2086.74	-	280.50	560.01	2086.74	
		우측	6	-3662.17	-	-1039.56	-2093.86	-3662.17	
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	-5652.72	-	-1875.59	-3982.09	-5652.72	
		중앙부	8	1994.07	-	1478.28	2972.75	2972.75	
		우측	9	-2827.08	-	-474.65	-800.30	-2827.08	
	2 경간	좌측	10	-4659.35	-	-1227.26	-2234.98	-4659.35	
		중앙부	11	4505.02	-	895.75	1551.00	4505.02	
		우측	12	-6312.34	-	-2217.47	-4622.60	-6312.34	
중간 슬래브	1 경간	좌측	13	-1698.96	-	-1622.31	-3415.24	-3415.24	
		중앙부	14	1381.26	-	839.99	1614.74	1614.74	
		우측	15	-304.22	-	-655.65	-1324.32	-1324.32	
	2 경간	좌측	16	-1756.08	-	-1236.01	-2279.76	-2279.76	
		중앙부	17	1260.29	-	847.19	1573.33	1573.33	
		우측	18	-2814.62	-	-1761.94	-3444.09	-3444.09	
좌측 벽체	1 층	상부	19	-2290.77	-	-1579.82	-3307.08	-3307.08	
		중앙부	20	2903.02	-	954.74	1871.72	2903.02	
		하부	21	-4717.71	-	-1631.91	-3478.94	-4717.71	
	2 층	상부	22	-1418.59	-	-739.07	-1746.74	-1746.74	
		중앙부	23	1971.76	-	219.66	461.71	1971.76	
		하부	24	-549.65	-	-91.61	-241.10	-549.65	
우측 벽체	1 층	상부	25	-2222.32	-	-1444.27	-2871.52	-2871.52	
		중앙부	26	2528.71	-	874.23	1657.35	2528.71	
		하부	27	-5683.20	-	-1992.86	-4162.57	-5683.20	
	2 층	상부	28	-4350.84	-	-1233.06	-2574.19	-4350.84	
		중앙부	29	1804.61	-	294.78	732.09	1804.61	
		하부	30	-68.89	-	-48.91	-	-68.89	
중간 벽체	2 층	1련 상부	31	-95.38	-	-1271.77	-2356.75	-2356.75	
		1련 중앙부	32	1581.87	-	818.90	1631.45	1631.45	
		1련 하부	33	-2069.18	-	-1604.40	-3227.68	-3227.68	

2) 전단력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	364.71	-	750.00	603.51	750.00	
		중앙부	2	-486.38	-	-592.92	-406.94	-592.92	
		우측	3	-172.51	-	560.89	413.87	560.89	
	2 경간	좌측	4	1255.98	-	1038.38	702.65	1255.98	
		중앙부	5	521.44	-	589.85	335.51	589.85	
		우측	6	-1391.20	-	-815.30	-596.12	-1391.20	
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	-691.17	-	1069.68	818.50	1069.68	
		중앙부	8	-1348.71	-	-1333.43	-1213.34	-1348.71	
		우측	9	-683.47	-	1064.28	813.10	1064.28	
	2 경간	좌측	10	-1789.85	-	-970.56	-562.76	-1789.85	
		중앙부	11	1383.01	-	1135.30	787.68	1383.01	
		우측	12	1685.88	-	1348.20	1008.39	1685.88	
중간 슬래브	1 경간	좌측	13	646.30	-	1822.53	1298.58	1822.53	
		중앙부	14	675.05	-	1851.29	1327.34	1851.29	
		우측	15	616.60	-	1792.83	1268.88	1792.83	
	2 경간	좌측	16	463.87	-	919.60	600.86	919.60	
		중앙부	17	-574.85	-	-1004.32	-671.34	-1004.32	
		우측	18	-612.47	-	-1041.94	-708.96	-1041.94	
좌측 벽체	1 층	상부	19	1466.47	-	-1932.22	-1340.42	-1932.22	
		중앙부	20	1123.34	-	-1910.60	-1359.93	-1910.60	
		하부	21	1836.09	-	1970.62	1361.63	1970.62	
	2 층	상부	22	-807.01	-	-331.05	-343.88	-807.01	
		중앙부	23	-497.79	-	543.06	350.67	543.06	
		하부	24	-583.55	-	-329.31	-262.17	-583.55	
우측 벽체	1 층	상부	25	-1605.44	-	1900.77	1244.44	1900.77	
		중앙부	26	-1262.30	-	1856.96	1239.12	1856.96	
		하부	27	-1975.07	-	-2172.81	-1476.70	-2172.81	
	2 층	상부	28	1287.72	-	552.60	400.94	1287.72	
		중앙부	29	1262.77	-	822.21	469.84	1262.77	
		하부	30	1273.52	-	595.14	386.01	1273.52	
중간 벽체	2 층	1련 상부	31	970.70	-	1926.10	1288.06	1926.10	
		1련 중앙부	32	970.70	-	1921.87	1285.65	1921.87	
		1련 하부	33	970.70	-	1931.94	1291.38	1931.94	

4) 사용모멘트

(kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-959.84	-	-	-	-959.84	
		중앙부	2	21.47	-	-	-	21.47	
		우측	3	-623.52	-	-	-	-623.52	
	2 경간	좌측	4	-2234.98	-	-	-	-2234.98	
		중앙부	5	1491.24	-	-	-	1491.24	
		우측	6	-2584.65	-	-	-	-2584.65	
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	-3954.64	-	-	-	-3954.64	
		중앙부	8	1020.73	-	-	-	1020.73	
		우측	9	-1999.55	-	-	-	-1999.55	
	2 경간	좌측	10	-3221.12	-	-	-	-3221.12	
		중앙부	11	3126.22	-	-	-	3126.22	
		우측	12	-4485.81	-	-	-	-4485.81	
중간 슬래브	1 경간	좌측	13	-1082.49	-	-	-	-1082.49	
		중앙부	14	946.21	-	-	-	946.21	
		우측	15	-192.08	-	-	-	-192.08	
	2 경간	좌측	16	-1114.80	-	-	-	-1114.80	
		중앙부	17	845.78	-	-	-	845.78	
		우측	18	-1835.46	-	-	-	-1835.46	
좌측 벽체	1 층	상부	19	-1327.27	-	-	-	-1327.27	
		중앙부	20	2033.25	-	-	-	2033.25	
		하부	21	-3363.49	-	-	-	-3363.49	
	2 층	상부	22	-1046.46	-	-	-	-1046.46	
		중앙부	23	1447.79	-	-	-	1447.79	
		하부	24	-170.51	-	-	-	-170.51	
우측 벽체	1 층	상부	25	-1364.90	-	-	-	-1364.90	
		중앙부	26	1763.05	-	-	-	1763.05	
		하부	27	-4125.96	-	-	-	-4125.96	
	2 층	상부	28	-3066.92	-	-	-	-3066.92	
		중앙부	29	1407.14	-	-	-	1407.14	
		하부	30	-	-	-	-	-	
중간 벽체	2 층	1면 상부	31	-	-	-	-	-	
		1면 중앙부	32	1100.14	-	-	-	1100.14	
		1면 하부	33	-1406.64	-	-	-	-1406.64	

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	1567	1327.97	1866.52	2528.63	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.41
		중앙부	2	1000	1420	569.98	1091.01	1189.25	H19 - 8.0EA	2292.00	1.91
		우측	3	1000	1542	867.65	4186.96	1670.17	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	4.83
	2경간	좌측	4	1000	1542	3245.75	4186.96	6421.94	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	1.29
		중앙부	5	1000	1420	2086.74	2402.95	4443.32	H29 - 8.0EA	5139.20	1.15
		우측	6	1000	1538	3662.17	4429.80	7306.40	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.21
하부슬래브	1경간	좌측	7	1000	1817	5652.72	6035.60	9593.19	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.07
		중앙부	8	1000	1675	2972.74	6154.90	5368.99	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.80	2.07
		우측	9	1000	1655	2827.08	6076.74	5163.64	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.80	2.15
	2경간	좌측	10	1000	1655	4659.35	6076.74	8675.14	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.80	1.30
		좌측(배수구 단면)	10	1000	1254	1233.34	1938.16	3221.80	H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5139.20	1.57
		중앙부	11	1000	1673	4505.02	5840.07	8277.91	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 8.0EA	10885.60	1.30
		우측	12	1000	1817	6312.34	7370.38	10776.78	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.17
중간슬래브	1경간	좌측	13	1000	1556	3415.24	4193.93	6708.59	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	1.23
		중앙부	14	1000	1420	1614.74	2402.95	3416.15	H29 - 8.0EA	5139.20	1.49
		우측	15	1000	1420	1324.32	2676.52	2790.80	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	2.02
	2경간	좌측	16	1000	1420	2279.76	2676.52	4867.34	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.17
		중앙부	17	1000	1420	1573.33	2402.95	3326.67	H29 - 8.0EA	5139.20	1.53
		우측	18	1000	1553	3444.09	3895.20	6779.07	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.13

좌측벽체	1층	상부	19	1000	1767	3307.08	5514.05	-	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	11078.80	1.67
		중앙부	20	1000	1620	2903.02	6666.80	-	H32 - 8.0EA	11078.80	2.30
		하부	21	1000	1717	4717.71	9147.78	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	16632.00	1.94
	2층	상부	22	1000	1767	1746.74	4529.73	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	9928.80	2.59
		중앙부	23	1000	1620	1971.76	6518.16	-	H32 - 8.0EA	11078.80	3.31
		하부	24	1000	1767	549.65	9009.10	-	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	11078.80	16.39
우측벽체	1층	상부	25	1000	1767	2871.52	9276.02	-	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	10471.60	3.23
		중앙부	26	1000	1620	2528.71	8784.93	-	H32 - 8.0EA	10471.60	3.47
		하부	27	1000	1717	5683.20	11866.40	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	19060.80	2.09
	2층	상부	28	1000	1738	4350.84	8312.44	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	15276.80	1.91
		중앙부	29	1000	1620	1804.61	8888.91	-	H32 - 8.0EA	10471.60	4.93
		하부	30	1000	1767	68.89	845.45	-	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	10471.60	12.27
하부거더	지정부			1200	1650	1013.04	3319.82	-	H25 - 12.0 EA	6080.40	3.28
	중앙부			1200	1720	723.60	3464.53	-	H25 - 12.0 EA	6080.40	4.79
중간거더	지정부			1200	1370	694.38	2110.46	-	H22 - 12.0 EA	4645.20	3.04
	중앙부			1200	1400	495.99	2157.84	-	H22 - 12.0 EA	4645.20	4.35

구분		부재 위치	b	d	Pu	ΦPn	Mu	ΦMn	BAR	use'd As	S.F
			mm	mm	kN.m	kN.m	kN.m	kN.m		mm ²	
기둥	1층	축력최대	1200	1120	10913.54	20524.44	1056.97	1987.78	H22 - 44EA	17032.40	1.88
		모멘트최대	1200	1120	4168.97	9397.04	2243.00	5055.82	H22 - 44EA	17032.40	2.25
내측벽체	2층	축력최대	1000	1620	3137.72	6495.42	2718.93	5628.46	H19- 8.0EA	2292.00	2.07
		모멘트최대	1000	1620	1210.84	2184.31	1620.50	2923.33	H19- 8.0EA	2292.00	1.80

(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	1 경간	좌측	1	909.3	750.0	2021.49	2.00	-	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	2	922.3	592.9	2050.37	2.00	-	H16	150	397.20	0.K
		우측	3	893.6	560.9	1986.57	2.00	-	H16	150	397.20	0.K
	2 경간	좌측	4	893.6	1256.0	1986.57	2.00	131.69	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	5	922.3	589.8	1486.34	2.00	-	H16	300	397.20	0.K
		우측	6	890.6	1391.2	1979.91	2.00	182.53	H16	150	397.20	0.K
하부슬래브	1 경간	좌측	7	1071.7	1069.7	2962.61	2.00	-	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	8	1088.1	1348.7	3008.00	2.00	77.77	H19	150	573.00	0.K
		우측	9	1075.1	1064.3	2972.09	2.00	-	H19	150	573.00	0.K
	2 경간	좌측	10	1075.1	1789.8	2972.09	2.00	215.89	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	11	1086.5	1383.0	2045.02	2.00	177.25	H19	300	573.00	0.K
		우측	12	1071.7	1685.9	2962.61	2.00	186.11	H19	150	573.00	0.K
중간슬래브	1 경간	좌측	13	902.2	1822.5	2494.16	2.00	331.25	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	14	922.3	1851.3	2549.64	2.00	327.10	H19	150	573.00	0.K
		우측	15	922.3	1792.8	2549.64	2.00	306.52	H19	150	573.00	0.K
	2 경간	좌측	16	922.3	919.6	2549.64	2.00	-	H19	150	573.00	0.K
		좌측 (배수구단면)	16	749.5	436.2	2072.03	2.00	290.81	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	17	922.3	1004.3	2549.64	2.00	28.88	H19	150	573.00	0.K
좌측벽체	1 층	상부	19	1126.7	1932.2	2960.33	2.00	251.72	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	20	1142.6	1910.6	2999.15	2.00	237.03	H19	150	573.00	0.K
		하부	21	1102.4	1970.6	2878.74	2.00	280.06	H19	150	573.00	0.K
	2 층	상부	22	1088.7	807.0	2922.34	2.00	-	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	23	1111.7	543.1	2968.21	2.00	-	H19	150	573.00	0.K
		하부	24	1099.9	583.5	2933.51	2.00	-	H19	150	573.00	0.K
우측벽체	1 층	상부	25	1175.9	1900.8	3009.52	2.00	226.52	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	26	1192.4	1857.0	3048.95	2.00	205.10	H19	150	573.00	0.K
		하부	27	1150.1	2172.8	2926.39	2.00	329.91	H19	150	573.00	0.K
	2 층	상부	28	1112.0	1287.7	2912.60	2.00	55.92	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	29	1155.9	1262.8	3012.39	2.00	32.99	H19	150	573.00	0.K
		하부	30	1143.5	1273.5	2977.15	2.00	40.62	H19	150	573.00	0.K
하부거더	수직		1286.0	2690.88	4769.823	4.00	600.00	H16	200	794.40	0.K	
	수평		1286.0	2690.88	4769.823	4.00	270.00	H19	150	1146.00	0.K	
중간거더	수직		1067.8	1844.45	4066.032	4.00	600.00	H19	200	1146.00	0.K	
	수평		1067.8	1844.45	4066.032	4.00	270.00	H19	150	1146.00	0.K	
내측벽체	축력최대		1190.9	1943.54	2477.871	2.00	232.28	H16	150	397.20	0.K	
	모멘트최대		1105.8	1943.54	2392.681	2.00	258.58	H16	150	397.20	0.K	

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1666.67	1566.67	100.00	1327.97	750.00

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3575.200 \times 400.00 = 1430080.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 62.313 \text{ mm, } c = 62.313 / \beta_1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1566.67 - 73.309) / 73.309 = 0.06111$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 2528.632 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.414]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00228$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_{s(REQ)} \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 62.313 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 3575.200 \times 400 \times (1566.67 - a/2) = 1866.517 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1327.973 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.406]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1400.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1400.00 = 909.327 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 749.997 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	II) 폭(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1420.00	80.00	569.98	592.92

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 400.00 = 916800.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 39.948 \text{ mm, } c = 39.948 / \beta_1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1420.00 - 46.997) / 46.997 = 0.08764$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y \times A_s^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} - A_s^2 \times d \times \phi + \frac{M_u}{\phi} = 0, \quad A_s = 1189.253 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.927]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00161$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 39.948 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 400 \times (1420.00 - a/2) = 1091.012 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 569.981 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.914]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 1420.00 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1420.00 = 922.317 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 592.916 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1666.67	1542.48	100.00	867.65	560.89

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 8380.400 \times 400.00 = 3352160.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 146.064 \text{ mm, } c = 146.064 / \beta_1 = 146.064 / 0.85 = 171.840 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1566.67 - 171.840) / 171.840 = 0.02435$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 1670.170 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8380.4 mm² (철근도심 : 124.2 mm), [사용률 = 5.018]

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 4.0 \text{ EA} (= 2026.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00543$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 146.064 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 8380.400 \times 400 \times (1542.48 - a/2) = 4186.956 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 867.645 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K} \text{ [안전률 4.826]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1375.81 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1375.81 = 893.618 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 560.892 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1666.67	1542.48	100.00	3245.75	1255.98

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 8380.400 \times 400.00 = 3352160.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 146.064 \text{ mm, } c = 146.064 / \beta_1 = 146.064 / 0.85 = 171.840 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1566.67 - 171.840) / 171.840 = 0.02435$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 6421.938 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8380.4 mm² (철근도심 : 124.2 mm), [사용률 = 1.305]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00543$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 146.064 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 8380.400 \times 400 \times (1542.48 - a/2) = 4186.956 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 3245.749 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.290]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1375.81 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1375.81 = 893.618 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1255.976 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1255.976 - 893.618) \times 150.00 / (400 \times 1375.81 \times \phi) \times 1000 = 131.689 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1375.81 / 150.00 \times 1000 = 1457.263 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1375.81 / 1000 = 4765.963 \text{ kN} \geq 1457.263 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1191.491 + 1457.263) = 1986.565 \text{ kN} \geq 1255.976 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1420.00	80.00	2086.74	589.85

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5139.200 \times 400.00 = 2055680.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 89.572 \text{ mm, } c = 89.572 / \beta_1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1420.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03743$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 4443.323 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.157]

$$1\text{단} : H29 - 8.0 \text{ EA } (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00362$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 89.572 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 5139.200 \times 400 \times (1420.00 - a/2) = 2402.950 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 2086.738 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.152]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 1420.00 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1420.00 = 922.317 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 589.849 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	표폭(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1666.67	1537.87	100.00	3662.17	1391.20

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 8923.200 \times 400.00 = 3569280.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 155.524 \text{ mm, } c = 155.524 / \beta_1 = 155.524 / 0.85 = 182.970 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1566.67 - 182.970) / 182.970 = 0.02269$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 7306.404 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 128.8 mm), [사용률 = 1.221]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00580$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 155.524 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 8923.200 \times 400 \times (1537.87 - a/2) = 4429.803 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 3662.168 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.210]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1371.20 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1371.20 = 890.623 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1391.200 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1391.200 - 890.623) \times 150.00 / (400 \times 1371.20 \times \phi) \times 1000 = 182.532 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1371.20 / 150.00 \times 1000 = 1452.378 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1371.20 / 1000 = 4749.987 \text{ kN} \geq 1452.378 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1187.497 + 1452.378) = 1979.906 \text{ kN} \geq 1391.200 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1966.67	1816.67	100.00	5652.72	1069.68

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 10278.400 \times 400.00 = 4111360.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 179.144 \text{ mm, } c = 179.144 / \beta_1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1866.67 - 210.758) / 210.758 = 0.02357$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 9593.193 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.071]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00566$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 179.144 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 10278.400 \times 400 \times (1816.67 - a/2) = 6035.601 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 5652.716 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.068]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1650.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1650.00 = 1071.706 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 1069.683 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	파복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1675.28	80.00	2972.75	1348.71

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 11492.800 \times 400.00 = 4597120.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 200.310 \text{ mm, } c = 200.310 / \beta_1 = 200.310 / 0.85 = 235.659 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1720.00 - 235.659) / 235.659 = 0.01890$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 5366.987 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 124.7 mm), [사용률 = 2.141]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00686$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 200.310 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 11492.800 \times 400 \times (1675.28 - a/2) = 6154.895 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 2972.745 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 2.070]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1675.28 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1675.28 = 1088.128 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1348.712 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1348.712 - 1088.128) \times 150.00 / (400 \times 1675.28 \times \phi) \times 1000 = 77.773 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 573.000 \text{ mm}^2 \text{ (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 573.000 \times 400.0 \times 1675.28 / 150.00 \times 1000 = 2559.833 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1675.28 / 1000 = 5803.352 \text{ kN} \geq 2559.833 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1450.838 + 2559.833) = 3008.003 \text{ kN} \geq 1348.712 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

☐ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1655.28	100.00	2827.08	1064.28

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 11492.800 \times 400.00 = 4597120.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 200.310 \text{ mm, } c = 200.310 / \beta_1 = 200.310 / 0.85 = 235.659 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1700.00 - 235.659) / 235.659 = 0.01864$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 5163.645 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm), [사용률 = 2.226]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00694$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 200.310 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 11492.800 \times 400 \times (1655.28 - a/2) = 6076.744 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 2827.078 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 2.149]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 1655.28 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1655.28 = 1075.138 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 1064.283 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요}$$

■ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	II보(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1655.28	100.00	4659.35	1789.85

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 11492.800 \times 400.00 = 4597120.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 200.310 \text{ mm, } c = 200.310 / \beta_1 = 200.310 / 0.85 = 235.659 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1700.00 - 235.659) / 235.659 = 0.01864$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 8675.142 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 144.7 mm), [사용률 = 1.325]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi_x (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00694$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 200.310 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 11492.800 \times 400 \times (1655.28 - a/2) = 6076.744 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 4659.351 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.304]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 1655.28 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1655.28 = 1075.138 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1789.846 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1789.846 - 1075.138) \times 150.00 / (400 \times 1655.28 \times \phi) \times 1000 = 215.887 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 573.000 \text{ mm}^2 \text{ (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 573.000 \times 400.0 \times 1655.28 / 150.00 \times 1000 = 2529.273 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1655.28 / 1000 = 5734.070 \text{ kN} \geq 2529.273 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1433.517 + 2529.273) = 2972.093 \text{ kN} \geq 1789.846 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1800.00	1672.79	80.00	4505.02	1383.01

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 10885.600 \times 400.00 = 4354240.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 189.727 \text{ mm, } c = 189.727 / \beta_1 = 189.727 / 0.85 = 223.209 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1720.00 - 223.209) / 223.209 = 0.02012$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 8277.915 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10885.6 mm² (철근도심 : 127.2 mm), [사용률 = 1.315]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00651$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 189.727 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 10885.600 \times 400 \times (1672.79 - a/2) = 5840.066 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 4505.016 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.296]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 1672.79 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1672.79 = 1086.508 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1383.006 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1383.006 - 1086.508) \times 300.00 / (400 \times 1672.79 \times \phi) \times 1000 = 177.248 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 573.000 \text{ mm}^2 \text{ (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)}$$

$$V_s = 573.000 \times 400.0 \times 1672.79 / 300.00 \times 1000 = 1278.011 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1672.79 / 1000 = 5794.711 \text{ kN} \geq 1278.011 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1448.678 + 1278.011) = 2045.016 \text{ kN} \geq 1383.006 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1966.67	1816.67	100.00	6312.34	1685.88

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 12707.200 \times 400.00 = 5082880.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 221.476 \text{ mm, } c = 221.476 / \beta_1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1816.67 - 260.560) / 260.560 = 0.01849$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 10776.776 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.179]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times \rho_b = 0.714 \times k_1 \times \phi_x (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00699$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K.}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 221.476 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 12707.200 \times 400 \times (1816.67 - a/2) = 7370.376 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 6312.340 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K. [안전률 1.168]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 1650.00 mm)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1650.00 = 1071.706 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1685.877 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요,}$$

$$A_{v_req} = (1685.877 - 1071.706) \times 150.00 / (400 \times 1650.00 \times \phi) \times 1000 = 186.112 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 573.000 \text{ mm}^2 \text{ (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 573.000 \times 400.0 \times 1650.00 / 150.00 \times 1000 = 2521.200 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1650.00 / 1000 = 5715.768 \text{ kN} \geq 2521.200 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1428.942 + 2521.200) = 2962.606 \text{ kN} \geq 1685.877 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K.}$$

■ TITLE : 중간슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1666.67	1555.77	80.00	3415.24	1822.53

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 8316.000 \times 400.00 = 3326400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 144.941 \text{ mm, } c = 144.941 / \beta_1 = 144.941 / 0.85 = 170.519 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1586.67 - 170.519) / 170.519 = 0.02491$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 6708.595 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8316.0 mm² (철근도심 : 110.9 mm), [사용률 = 1.240]

$$1\text{단} : \text{H32} - 4.0 \text{ EA, H29} - 4.0 \text{ EA} (= 5746.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA} (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times \rho_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00535$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 144.941 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 8316.000 \times 400 \times (1555.77 - a/2) = 4193.932 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 3415.235 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K} [\text{안전률 } 1.228]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1389.10 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1389.10 = 902.247 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1822.533 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1822.533 - 902.247) \times 150.00 / (400 \times 1389.10 \times \phi) \times 1000 = 331.253 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 573.000 \text{ mm}^2 (\text{H19}-2.0 \text{ EA, C.T.C } 150 \text{ mm})$$

$$V_s = 573.000 \times 400.0 \times 1389.10 / 150.00 \times 1000 = 2122.546 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2 \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1389.10 / 1000 = 4811.985 \text{ kN} \geq 2122.546 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1202.996 + 2122.546) = 2494.156 \text{ kN} \geq 1822.533 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 중간슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	III 폭(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1420.00	80.00	1614.74	1851.29

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5139.200 \times 400.00 = 2055680.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 89.572 \text{ mm, } c = 89.572 / \beta_1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 \text{ mm}$$

$$e_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$e_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1420.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03743$$

$e_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 3416.147 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.504]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00362$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 89.572 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 5139.200 \times 400 \times (1420.00 - a/2) = 2402.950 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1614.738 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.488]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1420.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1420.00 = 922.317 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1851.288 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1851.288 - 922.317) \times 150.00 / (400 \times 1420.00 \times \phi) \times 1000 = 327.102 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 573.000 \text{ mm}^2 \text{ (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 573.000 \times 400.0 \times 1420.00 / 150.00 \times 1000 = 2169.760 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1420.00 / 1000 = 4919.024 \text{ kN} \geq 2169.760 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1229.756 + 2169.760) = 2549.637 \text{ kN} \geq 1851.288 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 중간슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1420.00	80.00	1324.32	1792.83

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5746.400 \times 400.00 = 2298560.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 100.155 \text{ mm, } c = 100.155 / \beta_1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1420.00 - 117.830) / 117.830 = 0.03315$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, \quad A_s = 2790.796 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.059]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00405$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 100.155 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 5746.400 \times 400 \times (1420.00 - a/2) = 2676.522 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1324.319 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 2.021]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1420.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1420.00 = 922.317 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1792.834 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1792.834 - 922.317) \times 150.00 / (400 \times 1420.00 \times \phi) \times 1000 = 306.520 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 573.000 \text{ mm}^2 \text{ (H19-2.0 EA, C.T.C } 150 \text{ mm)}$$

$$V_s = 573.000 \times 400.0 \times 1420.00 / 150.00 \times 1000 = 2169.760 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1420.00 / 1000 = 4919.024 \text{ kN} \geq 2169.760 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1229.756 + 2169.760) = 2549.637 \text{ kN} \geq 1792.834 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K.}$$

■ TITLE : 중간슬래브 2경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1420.00	80.00	2279.76	919.60

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5746.400 \times 400.00 = 2298560.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 100.155 \text{ mm, } c = 100.155 / \beta_1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1420.00 - 117.830) / 117.830 = 0.03315$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \text{①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \text{②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 4867.342 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.181]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00405$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 100.155 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 5746.400 \times 400 \times (1420.00 - a/2) = 2676.522 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 2279.757 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.174]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 1420.00 mm)

$$\phi V_o = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1420.00 = 922.317 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 919.598 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

■ TITLE : 중간슬래브 2경간(좌측)-배수구단면

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	1254.0	1154.0	100.0	1233.3	436.2

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5139.200 \times 400.00 = 2055680.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 89.572 \text{ mm, } c = 89.572 / \beta_1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1154.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02985$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 3221.763 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.595]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\text{수축온도철근비} = 0.00200$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00445$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 89.572 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 5139.200 \times 400 \times (1154.00 - a/2) = 1938.161 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1233.336 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.571]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1154.00 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1154.00 = 749.545 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 436.214 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 5139.200 \times 400.00 = 2055680.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 89.572 \text{ mm, } c = 89.572 / \beta_1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1420.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03743$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 3326.668 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.545]
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00362$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 89.572 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 5139.200 \times 400 \times (1420.00 - a/2) = 2402.950 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1573.325 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.527]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1420.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1420.00 = 922.317 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1004.324 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1004.324 - 922.317) \times 150.00 / (400 \times 1420.00 \times \Phi) \times 1000 = 28.876 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 573.000 \text{ mm}^2 \text{ (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 573.000 \times 400.0 \times 1420.00 / 150.00 \times 1000 = 2169.760 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1420.00 / 1000 = 4919.024 \text{ kN} \geq 2169.760 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\Phi V_n = 0.75 \times (1229.756 + 2169.760) = 2549.637 \text{ kN} \geq 1004.324 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 중간슬래브 2경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	외복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1666.67	1553.33	80.00	3444.09	1041.94

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 7708.800 \times 400.00 = 3083520.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 134.358 \text{ mm, } c = 134.358 / \beta_1 = 134.358 / 0.85 = 158.068 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1586.67 - 158.068) / 158.068 = 0.02711$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 6779.067 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 1.137]

$$1\text{단} : H29 - 8.0 \text{ EA} (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 4.0 \text{ EA} (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times \rho_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00496$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 134.358 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 7708.800 \times 400 \times (1553.33 - a/2) = 3895.198 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 3444.086 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K} [\text{안전률 } 1.131]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 1386.67 \text{ mm}$)

$$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 1386.67 = 900.666 \text{ kN}$$

$$< V_u (= 1041.944 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}$$

$$A_{v_req} = (1041.944 - 900.666) \times 150.00 / (400 \times 1386.67 \times \phi) \times 1000 = 50.941 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_use} = 573.000 \text{ mm}^2 \text{ (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)}$$

$$V_s = 573.000 \times 400.0 \times 1386.67 / 150.00 \times 1000 = 2118.827 \text{ kN}$$

$$V_{s_Max} = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1386.67 / 1000 = 4803.554 \text{ kN} \geq 2118.827 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (1200.889 + 2118.827) = 2489.786 \text{ kN} \geq 1041.944 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$$

■ TITLE : 좌측벽체 1층(상부)

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	Ⅲ북(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,867	100	1,767	2003.95	3307.076	1650.3

㉕ 철근비 검토

$A_s = 4725.200 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H22- 4.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 6353.600 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0059) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1866.7 \times 1000.0 = 42840000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 1890080.0 \text{ N}$, $C_{sf} = A_{sf} \times f_y = 2541440.0 \text{ N}$

$X_p = (42840000.0 \times 933.33 + 1890080.0 \times 100.000 + 2541440.0 \times 1786.667) / 47271520.0$
 $= 945.891 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1060.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 901.00 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 901000.000 = 20677.950 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 2395.625 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 1890.080 \text{ kN}$

$P_b = 20677.950 + 2395.625 - 1890.080 = 21183.495 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 470.275 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 13337.318 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 629.609 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1650.279 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 191.91 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 163.13 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 163127.037 = 3743.765 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 2077.234 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 1890.080 \text{ kN}$

$P_n = 3743.765 + 2077.234 - 1890.080 = 3930.920 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 864.328 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 6487.103 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1650.276)| = 0.0028 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉘ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 1866.67 - 100.00 = 1766.667 \text{ mm}$

$c = 191.914 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 163.127 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1766.67 - 191.91) / 191.91 = 0.02462$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉙ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 37613.809 \text{ kN} \geq P_n = 3930.920 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 3930.920 = 3341.282 \text{ kN} \geq P_u = 2003.950 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.650 = 5514.046 \text{ kN.m} \geq M_u = 3307.076 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉚ 전단에 대한 검토 ($d = 1600.00 \text{ mm}$)

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1600.00 = 1126.733 \text{ kN}$

$< V_u (= 1932.223 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1932.223 - 1126.733) \times 150.00 / (400.0 \times 1600.00 \times \Phi) = 251.715 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 573.000 \text{ mm}^2$ (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 573.000 \times 400.0 \times 1600.00 / 150.00 = 2444.800 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1600.00 = 5542.563 \text{ kN} \geq 2444.800 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi V_n = 0.75 \times (1502.311 + 2444.800) = 2960.333 \text{ kN} \geq 1932.223 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 좌측벽체 1층(중앙부)

㉓ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	80	1,620	2044.979	2903.023	1419.6

㉔ 철근비 검토

$A_s = 6353.600 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 4725.200 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H22- 4.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0065) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉕ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1700.0 \times 1000.0 = 39015000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 2541440.0 \text{ N}$, $C_{s'} = A_{sf} \times f_y = 1890080.0 \text{ N}$

$X_p = (39015000.0 \times 850.00 + 2541440.0 \times 80.000 + 1890080.0 \times 1600.000) / 43446520.0$
 $= 837.586 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 972.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 826.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 826200.000 = 18961.290 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 1781.637 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2541.440 \text{ kN}$

$P_b = 18961.290 + 1781.637 - 2541.440 = 18201.487 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 449.314 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 11803.279 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($eb = M_b/P_b = 648.479 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1419.586 \text{ mm}$)

㉖ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 322.18 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 273.85 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 273850.150 = 6284.861 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 1781.637 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2541.440 \text{ kN}$

$P_n = 6284.861 + 1781.637 - 2541.440 = 5525.058 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 700.661 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 7843.302 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1419.587)| = 0.0016 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉗ 강도감소계수(ϕ) 산정

$dt = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 \text{ mm}$

$c = 322.177 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 273.850 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1620.00 - 322.18) / 322.18 = 0.01208$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉘ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 34553.809 \text{ kN} \geq P_n = 5525.058 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 5525.058 = 4696.299 \text{ kN} \geq P_u = 2044.979 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 1.420 = 6666.799 \text{ kN.m} \geq M_u = 2903.023 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉙ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1620.00 = 1142.631 \text{ kN}$
 $< V_u (= 1910.595 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1910.595 - 1142.631) \times 150.00 / (400.0 \times 1620.00 \times \phi) = 237.026 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 573.000 \text{ mm}^2$ (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 573.000 \times 400.0 \times 1620.00 / 150.00 = 2475.360 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1620.00 = 5611.845 \text{ kN} \geq 2475.360 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1523.508 + 2475.360) = 2999.151 \text{ kN} \geq 1910.595 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 좌측벽체 1층(하부)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	파복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,867	100	1,717	2262.112	4717.707	2085.5

㉟ 철근비 검토

$A_s = 10278.400 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$
2단 : H29- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 6353.600 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0089) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㊱ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1866.7 \times 1000.0 = 42840000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 4111360.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 2541440.0 \text{ N}$

$X_p = (42840000.0 \times 933.33 + 4111360.0 \times 150.000 + 2541440.0 \times 1786.667) / 49492800.0$
 $= 912.080 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1030.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 875.50 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 875500.000 = 20092.725 \text{ kN}$, $\Sigma C_{si} = 2395.625 \text{ kN}$, $\Sigma T_{si} = 4111.360 \text{ kN}$

$P_b = 20092.725 + 2395.625 - 4111.360 = 18376.990 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 516.836 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 15613.018 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($eb = M_b/P_b = 849.596 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 2085.532 \text{ mm}$)

㊱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 352.48 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 299.61 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 299611.930 = 6876.094 \text{ kN}$

$\Sigma C_{si} = 2395.625 \text{ kN}$, $\Sigma T_{si} = 4111.360 \text{ kN}$

$P_n = 6876.094 + 2395.625 - 4111.360 = 5160.359 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 762.274 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 10762.113 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 2085.536)| = 0.0038 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㊱ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 1866.67 - 100.00 = 1766.667 \text{ mm}$

$c = 352.485 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 299.612 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1766.67 - 352.48) / 352.48 = 0.01204$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㊱ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 39288.876 \text{ kN} \geq P_n = 5160.359 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 5160.359 = 4386.305 \text{ kN} \geq P_u = 2262.112 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 2.086 = 9147.779 \text{ kN.m} \geq M_u = 4717.707 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㊱ 전단에 대한 검토 ($d = 1550.00 \text{ mm}$)

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 \cdot P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1550.00 = 1102.443 \text{ kN}$
 $< V_u (= 1970.620 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1970.620 - 1102.443) \times 150.00 / (400.0 \times 1550.00 \times \Phi) = 280.057 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 573.000 \text{ mm}^2$ (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 573.000 \times 400.0 \times 1550.00 / 150.00 = 2368.400 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1550.00 = 5369.358 \text{ kN} \geq 2368.400 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi V_n = 0.75 \times (1469.924 + 2368.400) = 2878.743 \text{ kN} \geq 1970.620 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 좌측벽체 2층(상부)

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,867	100	1,767	1133.913	1746.74	1540.5

㉕ 철근비 검토

$A_s = 3575.200 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 6353.800 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0053) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1866.7 \times 1000.0 = 42840000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 1430080.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 2541440.0 \text{ N}$

$X_p = (42840000.0 \times 933.33 + 1430080.0 \times 100.000 + 2541440.0 \times 1786.667) / 46811520.0$
 $= 954.203 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1060.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 901.00 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 901000.000 = 20677.950 \text{ kN}$, $\Sigma C_{si} = 2395.625 \text{ kN}$, $\Sigma T_{si} = 1430.080 \text{ kN}$

$P_b = 20677.950 + 2395.625 - 1430.080 = 21643.495 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 461.963 + \Sigma(C_{si} \times d_i) + \Sigma(T_{si} \times d_i) = 12768.301 \text{ kN.m}$

$eb < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($eb = M_b/P_b = 589.937 \text{ mm}$, $e = Mu/P_u = 1540.453 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 160.26 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 136.22 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 136217.860 = 3126.200 \text{ kN}$

$\Sigma C_{si} = 1763.313 \text{ kN}$, $\Sigma T_{si} = 1430.080 \text{ kN}$

$P_n = 3126.200 + 1763.313 - 1430.080 = 3459.433 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 886.095 + \Sigma(C_{si} \times d_i) + \Sigma(T_{si} \times d_i) = 5329.093 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1540.453)| = 0.0007 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉘ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 1866.67 - 100.00 = 1766.667 \text{ mm}$

$c = 160.256 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 136.218 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1766.67 - 160.26) / 160.26 = 0.03007$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉙ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 37266.923 \text{ kN} \geq P_n = 3459.433 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 3459.433 = 2940.518 \text{ kN} \geq P_u = 1133.913 \text{ kN} \therefore O.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.540 = 4529.731 \text{ kN.m} \geq M_u = 1746.740 \text{ kN.m} \therefore O.K$

㉚ 전단에 대한 검토 ($d = 1600.00 \text{ mm}$)

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1600.00} = 1088.743 \text{ kN}$

$\geq V_u (= 807.012 \text{ kN})$, 전단보강 불필요.

■ TITLE : 좌측벽체 2층(증상부)

㉓ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	80	1,620	1345.066	1971.76	1465.9

㉔ 철근비 검토

$A_s = 6353.600 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 4725.200 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H22- 4.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0065) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉕ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1700.0 \times 1000.0 = 39015000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 2541440.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 1890080.0 \text{ N}$

$X_p = (39015000.0 \times 850.00 + 2541440.0 \times 80.000 + 1890080.0 \times 1600.000) / 43446520.0$
 $= 837.586 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 972.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 826.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 826200.000 = 18961.290 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 1781.637 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2541.440 \text{ kN}$

$P_b = 18961.290 + 1781.637 - 2541.440 = 18201.487 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 449.314 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 11803.279 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($e_b = M_b/P_b = 648.479 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1465.921 \text{ mm}$)

㉖ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 307.11 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 261.04 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 261043.074 = 5990.939 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 1781.637 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2541.440 \text{ kN}$

$P_n = 5990.939 + 1781.637 - 2541.440 = 5231.135 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 707.064 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 7668.427 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1465.920)| = 0.0003 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉗ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 \text{ mm}$

$c = 307.109 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 261.043 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1620.00 - 307.11) / 307.11 = 0.01282$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉘ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 34553.809 \text{ kN} \geq P_n = 5231.135 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 5231.135 = 4446.465 \text{ kN} \geq P_u = 1345.066 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 1.466 = 6518.165 \text{ kN.m} \geq M_u = 1971.760 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉙ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1620.00 = 1111.688 \text{ kN}$

$\geq V_u (= 543.063 \text{ kN})$, 전단보강 불필요.

■ TITLE : 좌측벽체 2층(하부)

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	파복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,867	100	1,767	1389.678	549.652	395.5

㉕ 철근비 검토

$A_s = 4725.200 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H22- 4.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 6353.600 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0059) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1866.7 \times 1000.0 = 42840000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 1890080.0 \text{ N}$, $C_{s'} = A_{sf} \times f_y = 2541440.0 \text{ N}$

$X_p = (42840000.0 \times 933.33 + 1890080.0 \times 100.000 + 2541440.0 \times 1786.667) / 47271520.0$
 $= 945.891 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1060.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 901.00 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 901000.000 = 20677.950 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 2395.625 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 1890.080 \text{ kN}$

$P_b = 20677.950 + 2395.625 - 1890.080 = 21183.495 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 470.275 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 13337.318 \text{ kN.m}$

$eb > e \rightarrow \text{압축 파괴}$ ($eb = M_b/P_b = 629.609 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 395.525 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1405.18 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1194.40 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1194400.819 = 27411.499 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 2395.625 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 729.349 \text{ kN}$

$P_n = 27411.499 + 2395.625 - 729.349 = 29077.774 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 348.691 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 11500.811 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 395.519)| = 0.0057 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

㉘ 강도감소계수(ϕ) 산정

$dt = 1866.67 - 100.00 = 1766.667 \text{ mm}$

$c = 1405.177 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1194.401 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1766.67 - 1405.18) / 1405.18 = 0.00077$

$\rightarrow$ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형을 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\phi = 0.78$ 를 적용한다.

$\phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.783$

㉙ 축방항력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 37613.809 \text{ kN} \geq P_n = 29077.774 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.78 \times 29077.774 = 22777.590 \text{ kN} \geq P_u = 1389.678 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.396 = 9009.099 \text{ kN.m} \geq M_u = 549.652 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉚ 전단에 대한 검토 ($d = 1600.00 \text{ mm}$)

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1600.00} = 1099.911 \text{ kN}$
 $\geq V_u (= 583.547 \text{ kN})$, 전단보강 불필요.

□ TITLE : 우측벽체 1층(상부)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,867	100	1,767	3130.401	2871.521	917.3

㉞ 철근비 검토

$A_s = 4118.000 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H22- 4.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 6353.600 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0056) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉞ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1866.7 \times 1000.0 = 42840000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 1647200.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 2541440.0 \text{ N}$

$X_p = (42840000.0 \times 933.33 + 1647200.0 \times 100.000 + 2541440.0 \times 1786.667) / 47028640.0$
 $= 950.260 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1060.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 901.00 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 901000.000 = 20677.950 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 2395.625 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 1647.200 \text{ kN}$

$P_b = 20677.950 + 2395.625 - 1647.200 = 21426.375 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 465.907 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 13038.264 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 608.515 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 917.301 \text{ mm}$)

㉞ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 571.49 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 485.77 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 485768.636 = 11148.390 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 2395.625 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 1647.200 \text{ kN}$

$P_n = 11148.390 + 2395.625 - 1647.200 = 11896.815 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 707.375 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 10912.957 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 917.301)| = 0.0006 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉞ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 1866.67 - 100.00 = 1766.667 \text{ mm}$

$c = 571.493 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 485.769 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1766.67 - 571.49) / 571.49 = 0.00627$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉞ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 37430.653 \text{ kN} \geq P_n = 11896.815 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 11896.815 = 10112.293 \text{ kN} \geq P_u = 3130.401 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.917 = 9276.020 \text{ kN.m} \geq M_u = 2871.521 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉞ 전단에 대한 검토 ($d = 1600.00 \text{ mm}$)

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1600.00 = 1175.920 \text{ kN}$

$< V_u (= 1900.769 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1900.769 - 1175.920) \times 150.00 / (400.0 \times 1600.00 \times \phi) = 226.515 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 573.000 \text{ mm}^2$ (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 573.000 \times 400.0 \times 1600.00 / 150.00 = 2444.800 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1600.00 = 5542.563 \text{ kN} \geq 2444.800 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1567.893 + 2444.800) = 3009.520 \text{ kN} \geq 1900.769 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 우측벽체 1층(중앙부)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	80	1,620	3171.43	2528.709	797.3

㉟ 철근비 검토

$A_s = 6353.600 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 4118.000 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H22- 4.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0062) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㊱ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1700.0 \times 1000.0 = 39015000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 2541440.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 1647200.0 \text{ N}$

$X_p = (39015000.0 \times 850.00 + 2541440.0 \times 80.000 + 1647200.0 \times 1600.000) / 43203640.0$
 $= 833.300 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 972.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 826.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 826200.000 = 18961.290 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 1552.692 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2541.440 \text{ kN}$

$P_b = 18961.290 + 1552.692 - 2541.440 = 17972.542 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 453.600 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 11705.760 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 651.314 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 797.340 \text{ mm}$)

㊱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 771.70 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 655.95 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 655948.162 = 15054.010 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 1552.692 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2541.440 \text{ kN}$

$P_n = 15054.010 + 1552.692 - 2541.440 = 14065.262 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 505.326 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 11214.904 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 797.348)| = 0.0073 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㊱ 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 \text{ mm}$

$c = 771.704 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 655.948 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1620.00 - 771.70) / 771.70 = 0.00330$

$\rightarrow$ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\phi = 0.78$ 를 적용한다.

$\phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.783$

㊱ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 34370.653 \text{ kN} \geq P_n = 14065.262 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.78 \times 14065.262 = 11017.789 \text{ kN} \geq P_u = 3171.430 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.797 = 8784.927 \text{ kN.m} \geq M_u = 2528.709 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㊱ 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1620.00 = 1192.433 \text{ kN}$

$< V_u (= 1856.962 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req} A_v = (1856.962 - 1192.433) \times 150.00 / (400.0 \times 1620.00 \times \phi) = 205.102 \text{ mm}^2$

$\text{Use} A_v = 573.000 \text{ mm}^2$ (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 573.000 \times 400.0 \times 1620.00 / 150.00 = 2475.360 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1620.00 = 5611.845 \text{ kN} \geq 2475.360 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1589.910 + 2475.360) = 3048.953 \text{ kN} \geq 1856.962 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 우측벽체 1층(하부)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,867	100	1,717	3388.563	5683.2	1677.2

㉟ 철근비 검토

$A_s = 12707.200 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 6353.600 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0102) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K.}$

㊱ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1866.7 \times 1000.0 = 42840000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 5082880.0 \text{ N}$, $C_s' = A_{sf} \times f_y = 2541440.0 \text{ N}$

$X_p = (42840000.0 \times 933.33 + 5082880.0 \times 150.00 + 2541440.0 \times 1786.667) / 50464320.0$
 $= 897.409 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 1030.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 875.50 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 875500.000 = 20092.725 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 2395.625 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 5082.880 \text{ kN}$

$P_b = 20092.725 + 2395.625 - 5082.880 = 17405.470 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 531.508 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 16608.754 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 954.226 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1677.171 \text{ mm}$)

㊱ 공정강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 564.45 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 479.79 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 479785.426 = 11011.076 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 2395.625 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 5082.880 \text{ kN}$

$P_n = 11011.076 + 2395.625 - 5082.880 = 8323.820 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 657.516 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 13960.410 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1677.164)| = 0.0073 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㊱ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 1866.67 - 100.00 = 1766.67 \text{ mm}$

$c = 564.453 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 479.785 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1766.67 - 564.45) / 564.45 = 0.00639$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㊱ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 40021.500 \text{ kN} \geq P_n = 8323.820 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 8323.820 = 7075.247 \text{ kN} \geq P_u = 3388.563 \text{ kN} \therefore \text{O.K.}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.677 = 11866.401 \text{ kN.m} \geq M_u = 5683.200 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K.}$

㊱ 전단에 대한 검토 ($d = 1550.00 \text{ mm}$)

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1550.00 = 1150.093 \text{ kN}$

$< V_u (= 2172.810 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (2172.810 - 1150.093) \times 150.00 / (400.0 \times 1550.00 \times \Phi) = 329.909 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 573.000 \text{ mm}^2$ (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 573.000 \times 400.0 \times 1550.00 / 150.00 = 2368.400 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1550.00 = 5369.358 \text{ kN} \geq 2368.400 \text{ kN} \therefore \text{O.K.}$

$\Phi V_n = 0.75 \times (1533.457 + 2368.400) = 2926.393 \text{ kN} \geq 2172.810 \text{ kN} \therefore \text{O.K.}$

■ TITLE : 우측벽체 2층(상부)

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	파복(mm)	d(mm)	$P_u(\text{kN})$	$M_u(\text{kN}\cdot\text{m})$	e(mm)
1,000	1,867	100	1,738	2133.303	4350.839	2039.5

㉕ 철근비 검토

$A_s = 8923.200 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 128.80 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

2단 : H29- 4.0EA, $d_1 = 200.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 6353.600 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{\min} (= 0.0015) \leq \rho_{\text{use}} (= 0.0082) \leq \rho_{\max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1866.7 \times 1000.0 = 42840000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 3569280.0 \text{ N}$, $C_{sf} = A_{sf} \times f_y = 2541440.0 \text{ N}$

$X_p = (42840000.0 \times 933.33 + 3569280.0 \times 128.797 + 2541440.0 \times 1786.667) / 48950720.0$
 $= 918.974 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1042.72 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 886.31 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 886313.609 = 20340.897 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 2395.625 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 3569.280 \text{ kN}$

$P_b = 20340.897 + 2395.625 - 3569.280 = 19167.242 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 504.536 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 15161.750 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$eb < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($eb = M_b/P_b = 791.024 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 2039.485 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 305.97 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 260.07 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 260072.491 = 5968.664 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 2395.625 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 3569.280 \text{ kN}$

$P_n = 5968.664 + 2395.625 - 3569.280 = 4795.009 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 788.937 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 9779.348 \text{ kN}\cdot\text{m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 2039.485)| = 0.0002 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉘ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 1866.67 - 100.00 = 1766.67 \text{ mm}$

$c = 305.968 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 260.072 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1766.67 - 305.97) / 305.97 = 0.01432$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

㉙ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 38880.094 \text{ kN} \geq P_n = 4795.009 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 4795.009 = 4075.757 \text{ kN} \geq P_u = 2133.303 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 2.039 = 8312.445 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq M_u = 4350.839 \text{ kN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

㉚ 전단에 대한 검토 ($d = 1571.20 \text{ mm}$)

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1571.20 = 1112.001 \text{ kN}$

$< V_u (= 1287.717 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1287.717 - 1112.001) \times 150.00 / (400.0 \times 1571.20 \times \Phi) = 55.918 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 573.000 \text{ mm}^2$ (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 573.000 \times 400.0 \times 1571.20 / 150.00 = 2400.798 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1571.20 = 5442.807 \text{ kN} \geq 2400.798 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi V_n = 0.75 \times (1482.668 + 2400.798) = 2912.600 \text{ kN} \geq 1287.717 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 우측벽체 2층(중앙부)

㉞ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	80	1,620	2344.456	1804.608	769.7

㉟ 철근비 검토

$A_s = 6353.600 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 4118.000 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H22- 4.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0062) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㊱ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1700.0 \times 1000.0 = 39015000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 2541440.0 \text{ N}$, $C_{s'} = A_{sf} \times f_y = 1647200.0 \text{ N}$

$X_p = (39015000.0 \times 850.00 + 2541440.0 \times 80.000 + 1647200.0 \times 1600.000) / 43203640.0$
 $= 833.300 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 972.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 826.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 826200.000 = 18961.290 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 1552.692 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2541.440 \text{ kN}$

$P_b = 18961.290 + 1552.692 - 2541.440 = 17972.542 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 453.600 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 11705.760 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 651.314 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 769.734 \text{ mm}$)

㊱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 806.40 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 685.44 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 685442.848 = 15730.913 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 1552.692 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2541.440 \text{ kN}$

$P_n = 15730.913 + 1552.692 - 2541.440 = 14742.165 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 490.578 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 11347.580 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 769.736)| = 0.0021 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㊱ 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 \text{ mm}$

$c = 806.403 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 685.443 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1620.00 - 806.40) / 806.40 = 0.00303$

$\rightarrow$ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.78$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.783$

㊱ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 34370.653 \text{ kN} \geq P_n = 14742.165 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.78 \times 14742.165 = 11548.029 \text{ kN} \geq P_u = 2344.456 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.770 = 8888.913 \text{ kN.m} \geq M_u = 1804.608 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㊱ 전단에 대한 검토

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0 \times 1000.00 \times 1620.00} = 1155.872 \text{ kN}$

$< V_u (= 1262.771 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1262.771 - 1155.872) \times 150.00 / (400.0 \times 1620.00 \times \Phi) = 32.994 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 573.000 \text{ mm}^2$ (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 573.000 \times 400.0 \times 1620.00 / 150.00 = 2475.360 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1620.00 = 5611.845 \text{ kN} \geq 2475.360 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi V_n = 0.75 \times (1541.162 + 2475.360) = 3012.392 \text{ kN} \geq 1262.771 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

■ TITLE : 우측벽체 2층(하부)

㉔ 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,867	100	1,767	2389.068	68.888	28.8

㉕ 철근비 검토

$A_s = 4118.000 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H22- 4.0EA, $d_1 = 100.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 6353.600 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0056) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

㉖ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1866.7 \times 1000.0 = 42840000.0 \text{ N}$

$C_s = A_s \times f_y = 1647200.0 \text{ N}$, $C_{s'} = A_{sf} \times f_y = 2541440.0 \text{ N}$

$X_p = (42840000.0 \times 933.33 + 1647200.0 \times 100.000 + 2541440.0 \times 1786.667) / 47028640.0$
 $= 950.260 \text{ mm}$

- 평형상태 계산

$cb = 600 / (600 + f_y) \times d = 1060.00 \text{ mm}$, $ab = k_1 \times cb = 901.00 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 901000.000 = 20677.950 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 2395.625 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 1647.200 \text{ kN}$

$P_b = 20677.950 + 2395.625 - 1647.200 = 21426.375 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 465.907 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 13038.264 \text{ kN.m}$

$eb > e \rightarrow$ 압축 파괴 ($eb = M_b/P_b = 608.515 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 28.835 \text{ mm}$)

㉗ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 2177.47 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1850.85 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1850847.244 = 42476.944 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 2767.258 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 42476.944 + 2767.258 - 0.000 = 45244.202 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 24.836 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 1304.728 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 28.837)| = 0.0028 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

㉘ 강도감소계수(Φ) 산정

$dt = 1866.67 - 100.00 = 1766.67 \text{ mm}$

$c = 2177.467 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1850.847 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1766.67 - 2177.47) / 2177.47 = -0.00057$

$\rightarrow$ 계수축력이 $0.10 \times f_{ck} \times A_g$ 보다 작으므로 ϵ_t 는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 f_y 가 400 MPa 이하이므로 0.00400을 적용한다.

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\Phi = 0.78$ 를 적용한다.

$\Phi = 0.650 + (0.0040 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.783$

㉙ 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 37430.653 \text{ kN} < P_n = 45244.202 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.78 \times 37430.653 = 29320.679 \text{ kN} \geq P_u = 2389.068 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.029 = 845.452 \text{ kN.m} \geq M_u = 68.888 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

㉚ 전단에 대한 검토 ($d = 1600.00 \text{ mm}$)

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1600.00 = 1143.549 \text{ kN}$

$< V_u (= 1273.521 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1273.521 - 1143.549) \times 150.00 / (400.0 \times 1600.00 \times \Phi) = 40.616 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 573.000 \text{ mm}^2$ (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 573.000 \times 400.0 \times 1600.00 / 150.00 = 2444.800 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1600.00 = 5542.563 \text{ kN} \geq 2444.800 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi V_n = 0.75 \times (1524.733 + 2444.800) = 2977.149 \text{ kN} \geq 1273.521 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1500 \times 0.0020 = 3000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1500 \times 0.0020 = 3000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 16.7\text{EA} = 3310.662 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1500 \times 0.0020 = 3000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 16.7\text{EA} = 3310.662 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 상부슬래브 : 2경간(좌측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1500 \times 0.0020 = 3000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 16.7\text{EA} = 3310.662 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

5) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1500 \times 0.0020 = 3000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

6) 상부슬래브 : 2경간(우측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1500 \times 0.0020 = 3000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 16.7\text{EA} = 3310.662 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

7) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2647.338 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

$$\text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 = 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800)$$

$$\therefore 1800.0 \text{ mm}^2 \leq 2647.3 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

8) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2647.338 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2647.3 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

9) 하부슬래브 : 1경간(우측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2647.338 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2647.3 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

10) 하부슬래브 : 2경간(좌측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2647.338 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2647.3 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

11) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2647.338 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2647.3 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

12) 하부슬래브 : 2경간(우측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1800 \times 0.0020 = 3600.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 13.3\text{EA} = 2647.338 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 2647.3 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

13) 중간슬래브 : 1경간(좌측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1500 \times 0.0020 = 3000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

14) 중간슬래브 : 1경간(중앙부)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1500 \times 0.0020 = 3000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

15) 중간슬래브 : 1경간(우측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1500 \times 0.0020 = 3000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

16) 중간슬래브 : 2경간(좌측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1500 \times 0.0020 = 3000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

17) 중간슬래브 : 2경간(중앙부)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1500 \times 0.0020 = 3000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 16.7\text{EA} = 3310.662 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

18) 중간슬래브 : 2경간(우측)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\ &= 1000 \times 1500 \times 0.0020 = 3000.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 16.7\text{EA} = 3310.662 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

19) 좌측벽체 : 1층(상부)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1700 \times 0.0020 = 3400.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

20) 좌측벽체 : 1층(중앙부)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1700 \times 0.0020 = 3400.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

21) 좌측벽체 : 1층(하부)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1700 \times 0.0020 = 3400.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 20\text{EA} = 3972.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 3972.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

22) 좌측벽체 : 2층(상부)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1700 \times 0.0020 = 3400.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

23) 좌측벽체 : 2층(중앙부)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1700 \times 0.0020 = 3400.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

24) 좌측벽체 : 2층(하부)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1700 \times 0.0020 = 3400.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

25) 우측벽체 : 1층(상부)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1700 \times 0.0020 = 3400.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

26) 우측벽체 : 1층(중앙부)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1700 \times 0.0020 = 3400.00 \text{ mm}^2 \\ \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

27) 우측벽체 : 1층(하부)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1700 \times 0.0020 = 3400.00 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 16.7\text{EA} = 3310.662 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 3310.7 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

28) 우측벽체 : 2층(상부)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1700 \times 0.0020 = 3400.00 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 16.7\text{EA} = 3310.662 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 3310.7 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

29) 우측벽체 : 2층(중앙부)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1700 \times 0.0020 = 3400.00 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

30) 우측벽체 : 2층(하부)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\ &= 1000 \times 1700 \times 0.0020 = 3400.00 \text{ mm}^2 \\ \hline \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

$$\begin{aligned} h : \text{부재두께 최대 } 1200 \quad b : \text{부재 폭} \\ \text{필요 철근량} : 0.0015 \times 1200 \times 1000 &= 1800.0 \text{ mm}^2 (\leq 1800) \\ \therefore 1800.0 \text{ mm}^2 &\leq 1986.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

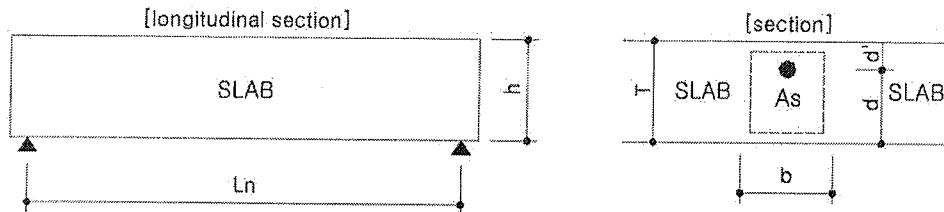
17. 거더, 기둥검토, 내측벽체 검토

17.1 거더 검토

(1) 거더 : JOINT 6

- 하부거더의 단면력 산정

1) Input Data



- 거더의 지간 : $L = 3250.0 \text{ mm}$
- 거더의 순 지간 : $L_n = 1600.0 \text{ mm}$
- 단면 폭 : $b = 1200.0 \text{ mm}$
- 단면 높이 : $h = 1800.0 \text{ mm}$
- 유효높이 : $d = 1650.0 \text{ mm}$
- 슬래브 두께 : $T = 1800.0 \text{ mm}$

- $L_n / d = 0.97 < 4$ $\therefore$ 따라서 Deep Beam으로 계산

2) 하중계산

- $W = 3957.181 \text{ kN/m}$

3) 단면력 산정

① 극한 모멘트 (지점부)

$$- M_u = W \times L_n^2 / 10 = 3957.18 \times 1.60^2 / 10 = 1013.038 \text{ kN.m}$$

② 극한 모멘트 (중앙부)

$$- M_u = W \times L_n^2 / 14 = 3957.18 \times 1.60^2 / 14 = 723.599 \text{ kN.m}$$

③ 극한 전단력 (위험단면)

$$- V_u = W \times L_n \times 1.15 / 2 = 3957.18 \times 1.60 \times 1.15 / 2 = 3640.607 \text{ kN.m}$$

※ Deep Beam 에서 전단에 대한 위험단면 : 등분포 하중의 경우 $0.15L_n$

$$0.15 \times L_n = 240.00 \text{ mm}$$

$$- V_u' = V_u - 0.15L_n \times W$$

$$= 3640.607 - 0.240 \times 3957.181 = 2690.883 \text{ kN}$$

4) 단면검토 : 하부거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1200.00	1800.00	1650.00	150.00	1013.04	2690.88

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 6080.400 \times 400.00 = 2432160.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1200.000 = 27540.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 88.314 \text{ mm, } c = 88.314 / \beta_1 = 88.314 / 0.85 = 103.899 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1650.00 - 103.899) / 103.899 = 0.04464$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1820.357 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6080.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 3.340]

1단 : H25 - 12.0 EA (= 6080.4 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00307$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 88.314 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 6080.400 \times 400 \times (1650.00 - a/2) = 3319.817 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1013.038 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 3.277]}$$

5) 깊은보에 대한 전단검토 : 하부거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
1200.00	1600.00	1650.00	2690.88	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned}\Phi_{\text{Max}} V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.75 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 1200.00 \times 1650.00 \\ &= 6430.239 \text{ kN} \geq V_u (= 2690.883 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1200.00 \times 1650.00 = 1286.048 \text{ kN} \\ &< V_u (= 2690.883 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉓ 수직 전단철근

$$\begin{aligned}s &= 200.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \\ A_v &= H16 - 4.0 \text{ EA } (=794.400 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=600.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

㉔ 수평 전단철근

$$\begin{aligned}s_h &= 150.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \\ A_{vh} &= H19 - 4.0 \text{ EA } (=1146.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=270.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 4645.033 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.75 \times (4645.033 + 1714.730) \\ &= 4769.823 \text{ kN} \geq V_u (= 2690.883 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

6) 단면검토 : 하부거더 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1200.00	1800.00	1720.00	80.00	723.60	0.00

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 6080.400 \times 400.00 = 2432160.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1200.000 = 27540.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 88.314 \text{ mm, } c = 88.314 / \beta_1 = 88.314 / 0.85 = 103.899 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1720.00 - 103.899) / 103.899 = 0.04666$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{M_u}{\phi} = A_s^2 \times \frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, \quad A_s = 1243.877 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6080.4 mm^2 (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 4.888]

1단 : H25 - 12.0 EA (= 6080.4 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00295$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, \quad A_s \geq A_{s(req)} \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 88.314 \text{ mm}$$

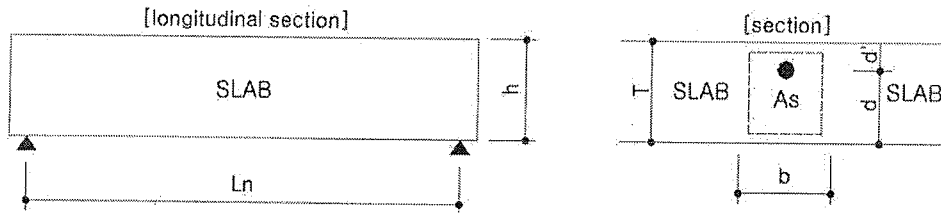
$$\phi M_n = 0.85 \times 6080.400 \times 400 \times (1720.00 - a/2) = 3464.531 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 723.599 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 4.788]}$$

(2) 거더 : JOINT 57

- 중간거더의 단면력 산정

1) Input Data



- 거더의 지간 : $L_n = 3250.0 \text{ mm}$
- 거더의 순 지간 : $L_n = 1600.0 \text{ mm}$
- 단면 폭 : $b = 1200.0 \text{ mm}$
- 단면 높이 : $h = 1500.0 \text{ mm}$
- 유효높이 : $d = 1370.0 \text{ mm}$
- 슬래브 두께 : $T = 1800.0 \text{ mm}$

- $L_n / d = 1.17 < 4$ $\therefore$ 따라서 Deep Beam으로 계산

2) 하중계산

- $W = 2712.432 \text{ kN/m}$

3) 단면력 산정

① 극한 모멘트 (지점부)

$$- M_u = W \times L_n^2 / 10 = 2712.43 \times 1.60^2 / 10 = 694.383 \text{ kN.m}$$

② 극한 모멘트 (중앙부)

$$- M_u = W \times L_n^2 / 14 = 2712.43 \times 1.60^2 / 14 = 495.988 \text{ kN.m}$$

③ 극한 전단력 (위험단면)

$$- V_u = W \times L_n \times 1.15 / 2 = 2712.43 \times 1.60 \times 1.15 / 2 = 2495.437 \text{ kN.m}$$

※ Deep Beam 에서 전단에 대한 위험단면 : 등분포 하중의 경우 $0.15L_n$

$$0.15 \times L_n = 240.00 \text{ mm}$$

$$- V_u' = V_u - 0.15L_n \times W$$

$$= 2495.437 - 0.240 \times 2712.432 = 1844.454 \text{ kN}$$

4) 단면검토 : 중간거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1200.00	1500.00	1370.00	130.00	694.38	1844.45

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4645.200 \times 400.00 = 1858080.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1200.000 = 27540.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 67.468 \text{ mm, } c = 67.468 / \beta_1 = 67.468 / 0.85 = 79.375 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1370.00 - 79.375) / 79.375 = 0.04878$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 1502.701 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4645.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 3.091]

1단 : H22 - 12.0 EA (= 4645.2 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00283$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 67.468 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 4645.200 \times 400 \times (1370.00 - a/2) = 2110.455 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 694.383 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 3.039]}$$

5) 깊은보에 대한 전단검토 : 중간거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
1200.00	1600.00	1370.00	1844.45	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned}\Phi \text{Max } V_n &= \Phi \times 5 \times \sqrt{f_{ck}} / 6 \times b \times d \\ &= 0.75 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 1200.00 \times 1370.00 \\ &= 5339.047 \text{ kN} \geq V_u (= 1844.454 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

* 콘크리트의 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d \\ &= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1200.00 \times 1370.00 = 1067.809 \text{ kN} \\ &< V_u (= 1844.454 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요.}\end{aligned}$$

* 전단철근의 전단강도

㉓ 수직 전단철근

$$\begin{aligned}s &= 200.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \\ A_v &= H19 - 4.0 \text{ EA } (=1146.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times s (=600.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

㉔ 수평 전단철근

$$\begin{aligned}s_h &= 150.00 \text{ mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 300 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \\ A_{vh} &= H19 - 4.0 \text{ EA } (=1146.000 \text{ mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s_h (=270.000 \text{ mm}^2) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

$$\rightarrow V_s = [A_v/s \times (1+L_n/d)/12 + A_{vh}/s_h \times (1-L_n/d)/12] \times f_y \times d = 3997.630 \text{ kN}$$

* 설계 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi V_n &= \Phi \times (S_s + S_c) = 0.75 \times (3997.630 + 1423.746) \\ &= 4066.032 \text{ kN} \geq V_u (= 1844.454 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

6) 단면검토 : 중간거더 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	표폭(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1200.00	1500.00	1400.00	100.00	495.99	0.00

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4645.200 \times 400.00 = 1858080.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1200.000 = 27540.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 67.468 \text{ mm, } c = 67.468 / \beta_1 = 67.468 / 0.85 = 79.375 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1400.00 - 79.375) / 79.375 = 0.04991$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 1047.684 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4645.2 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 4.434]

1단 : H22 - 12.0 EA (= 4645.2 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times \rho_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00277$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 67.468 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 4645.200 \times 400 \times (1400.00 - a/2) = 2157.836 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 495.988 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 4.351]}$$

17.2 기둥 검토

(단위 : kN,m)

부재	폭	두께	높이	CTC	축력	모멘트	축력 × CTC	모멘트 × CTC	해석모델	조합
P1(1층)	1.20	1.20	4.36	3.250	3358.01	325.22	10913.54	1056.97	상시(ULT)	30
					1282.76	690.15	4168.97	2243.00	지진(붕괴)	1
W1(2층)	1.00	1.70	3.74	-	3137.72	2718.93	3137.72	2718.93	상시	5
					1210.84	1620.50	1210.84	1620.50	지진(붕괴)	2

* 벽체와 기둥의 판별 (W1)

$$\begin{aligned}
 0.4A_g f_{ck} &= 0.4 \times 1000 \times 1700 \times 27 \\
 &= 18360000 \text{ N} = 18360.00 \text{ kN} \quad \geq 3137.72 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

∴ 벽체로 검토한다

(1) 1층 기둥 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,200	1,200	80	1,120	10913.542	1056.969	96.8

* 철근비 검토

$A_g = 1440000.00 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 17032.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01183$

- 1단 : H22 - 44EA ($A_s=17032.400 \text{ mm}^2$), $d_1 = 80.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0118) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

* 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 672.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 571.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 571.200 \times 1200.000 = 15730.848 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 2711.322 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 2443.255 \text{ kN}$

$P_b = 15730.848 + 2711.322 - 2443.255 = 15998.916 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 600.000 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 7296.969 \text{ kN.m}$

$e_b > e \rightarrow \text{압축 파괴}$ ($e_b = M_b/P_b = 456.091 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 96.849 \text{ mm}$)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 1233.07 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1048.11 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 1048.114 \times 1200.000 = 28865.052 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 4053.870 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 0.000 \text{ kN}$

$P_n = 28865.052 + 4053.870 - 0.000 = 32918.921 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 600.000 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 3187.962 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 96.843)| = 0.0064 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

* 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 1200.00 - 80.00 = 1120.000 \text{ mm}$

$c = 1233.075 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 1048.114 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1120.00 - 1233.07) / 1233.07 = -0.00028$

$\epsilon_t \leq \epsilon_y$ 이므로 압축지배단면이며, $\Phi = 0.65$ 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max}P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}\} = 31576.053 \text{ kN} < P_n = 32918.921 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.65 \times 31576.053 = 20524.435 \text{ kN} \geq P_u = 10913.542 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 0.097 = 1987.776 \text{ kN.m} \geq M_u = 1056.969 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,200	1,200	80	1,120	4168.97	2243	538

* 철근비 검토

$A_g = 1440000.00 \text{ mm}^2$, $A_{st} = 17032.40 \text{ mm}^2$, $P_{use} = 0.01183$

- 1단 : H22 - 44EA ($A_s=17032.400 \text{ mm}^2$), $d_1 = 80.000 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0100) \leq \rho_{use} (= 0.0118) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K$

* 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 672.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 571.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 571.200 \times 1200.000 = 15730.848 \text{ kN}$

$\Sigma C_{si} = 2711.322 \text{ kN}$, $\Sigma T_{si} = 2443.255 \text{ kN}$

$P_b = 15730.848 + 2711.322 - 2443.255 = 15998.916 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 600.000 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 7296.969 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($e_b = M_b/P_b = 456.091 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 538.023 \text{ mm}$)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 585.65 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 497.80 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 497.800 \times 1200.000 = 13709.424 \text{ kN}$

$\Sigma C_{si} = 2544.473 \text{ kN}$, $\Sigma T_{si} = 2813.223 \text{ kN}$

$P_n = 13709.424 + 2544.473 - 2813.223 = 13440.674 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 600.000 + \Sigma (C_{si} \times d_i) + \Sigma (T_{si} \times d_i) = 7231.476 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 538.029)| = 0.0066 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 1200.00 - 80.00 = 1120.000 \text{ mm}$

$c = 585.648 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 497.800 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1120.00 - 585.65) / 585.65 = 0.00274$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.00500$ 이므로 변화구간단면이며, $\phi = 0.70$ 를 적용한다.

$\phi = 0.650 + (0.0027 - 0.0020) \times (0.850 - 0.650) / (0.00500 - 0.00200) = 0.699$

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 31576.053 \text{ kN} \geq P_n = 13440.674 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.70 \times 13440.674 = 9397.037 \text{ kN} \geq P_u = 4168.970 \text{ kN} \therefore O.K$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.538 = 5055.819 \text{ kN.m} \geq M_u = 2243.000 \text{ kN.m} \therefore O.K$

3) 전단 검토

① 기동에 발생하는 최대전단력

$$- V = 2559.363 \text{ kN}$$

② 공칭전단력 $V_n = V_c + V_s$ ($\phi = 0.75$)

$$- V_n = V_{\max} / \phi = 3412.484 \text{ kN}$$

③ 압축부재에 의한 콘크리트 전단 V_c 및 필요철근 전단 V_s

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d

$$h = 1200.000 \text{ mm}, \quad d' = 80.000 \text{ mm}$$

$$Z_s = \Sigma(\text{인장철근들의 면적} \times \text{거리}) / \Sigma(\text{면적})$$

$$= 391.074 \text{ mm}$$

$$d = h/2 + Z_s$$

$$= 1200.000/2 + 391.074$$

$$= 991.074 \text{ mm}$$

- 압축부재의 콘크리트 전단력 V_c

$$V_c = 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 1/6 \times \sqrt{27.0} \times 1200.000 \times 991.074$$

$$= 1029.955 \text{ kN}$$

- 필요철근 전단력 V_s

$$V_c/2 = 514.977 \leq V_n > V_c = 1029.955 \quad \therefore \text{전단 철근 필요}$$

$$V_s = 2382.529 \text{ kN}$$

④ 필요철근량 계산 A_v

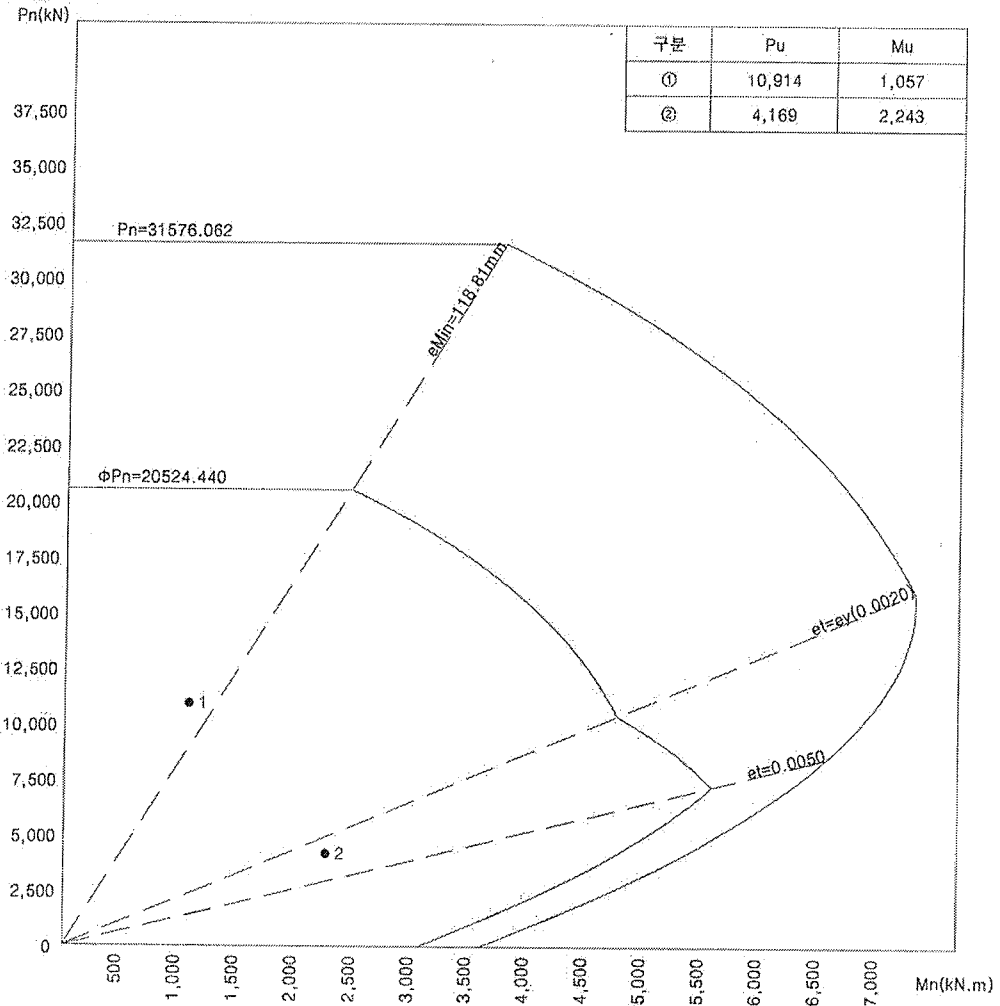
$$A_v = V_s \times s / (f_y \times d) = 901.495 \text{ mm}^2 \quad \therefore V_s = A_v \times f_y \times d / s ; \text{전단 철근 필요시}$$

$$\text{띠철근의 수직 간격 } S = 150.00 \text{ mm} \quad d = 991.074 \text{ mm} \quad f_y = 40.00 \text{ MPa}$$

$$\text{사용철근량 : H29} \times 2\text{EA} = 1284.800 \text{ mm}^2$$

$$A_{v\text{Use}} = 1284.800 \text{ mm}^2 \geq 901.495 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K}$$

4) PM 상관도



(3) 2층 벽체 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	파복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	80	1,620	3137.723	2718.925	866.5

* 철근비 검토

$A_s = 2292.000 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 2292.000 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0027) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore \text{O.K}$

* 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 972.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 826.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 826200.000 = 18961.290 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 864.199 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 916.800 \text{ kN}$

$P_b = 18961.290 + 864.199 - 916.800 = 18908.689 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 436.900 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 9655.557 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow \text{인장 파괴}$ ($e_b = M_b/P_b = 510.641 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 866.528 \text{ mm}$)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 394.43 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 335.26 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 335262.394 = 7694.272 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 864.199 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 916.800 \text{ kN}$

$P_n = 7694.272 + 864.199 - 916.800 = 7641.671 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 682.369 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 6621.700 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 866.525)| = 0.0029 \leq 0.010 \therefore \text{허용오차 만족}$

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$d_t = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 \text{ mm}$

$c = 394.426 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 335.262 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1620.00 - 394.43) / 394.43 = 0.00932$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 32594.718 \text{ kN} \geq P_n = 7641.671 \text{ kN}$

$\phi P_n = 0.85 \times 7641.671 = 6495.420 \text{ kN} \geq P_u = 3137.723 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi M_n = \phi P_n \times 0.867 = 5628.464 \text{ kN.m} \geq M_u = 2718.925 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$

* 전단에 대한 검토

$\phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1620.00 = 1190.943 \text{ kN}$
 $< V_u (= 1943.536 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1943.536 - 1190.943) \times 150.00 / (400.0 \times 1620.00 \times \phi) = 232.282 \text{ mm}^2$

$\text{Use } A_v = 397.200 \text{ mm}^2$ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1620.00 / 150.00 = 1715.904 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1620.00 = 5611.845 \text{ kN} \geq 1715.904 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

$\phi V_n = 0.75 \times (1587.923 + 1715.904) = 2477.871 \text{ kN} \geq 1943.536 \text{ kN} \therefore \text{O.K}$

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

$f_{ck}=27\text{MPa}$, $f_y=400\text{MPa}$, $k_1=0.85$, $\Phi_c=0.65$

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,700	80	1,620	1210.839	1620.501	1338.3

* 철근비 검토

$A_s = 2292.000 \text{ mm}^2$ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19-8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$A_{sf} = 2292.000 \text{ mm}^2$ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19-8.0EA, $d_1 = 80.00 \text{ mm}$

$\rho_{min} (= 0.0015) \leq \rho_{use} (= 0.0027) \leq \rho_{max} (= 0.0800) \therefore O.K$

* 평형하중 산정

$c_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 972.00 \text{ mm}$, $a_b = k_1 \times c_b = 826.20 \text{ mm}$

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 826200.000 = 18961.290 \text{ kN}$, $\sum C_{si} = 864.199 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 916.800 \text{ kN}$

$P_b = 18961.290 + 864.199 - 916.800 = 18908.689 \text{ kN}$

$M_b = C_c \times 436.900 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 9655.557 \text{ kN.m}$

$e_b < e \rightarrow$ 인장 파괴 ($e_b = M_b/P_b = 510.641 \text{ mm}$, $e = M_u/P_u = 1338.329 \text{ mm}$)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 $c = 148.83 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 126.50 \text{ mm}$ 를 사용.

$C_c = 0.85 \times 27.0 \times 126501.474 = 2903.209 \text{ kN}$

$\sum C_{si} = 583.369 \text{ kN}$, $\sum T_{si} = 916.800 \text{ kN}$

$P_n = 2903.209 + 583.369 - 916.800 = 2569.778 \text{ kN}$

$M_n = C_c \times 786.749 + \sum (C_{si} \times d_i) + \sum (T_{si} \times d_i) = 3439.228 \text{ kN.m}$

- 편심오차 : $|e - M_n/P_n (= 1338.336)| = 0.0074 \leq 0.010 \therefore$ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

$d_t = 1700.00 - 80.00 = 1620.000 \text{ mm}$

$c = 148.825 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 126.501 \text{ mm}$

$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (1620.00 - 148.83) / 148.83 = 0.02966$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

$\text{Max} P_n = 0.80 \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 32594.718 \text{ kN} \geq P_n = 2569.778 \text{ kN}$

$\Phi P_n = 0.85 \times 2569.778 = 2184.311 \text{ kN} \geq P_u = 1210.839 \text{ kN} \therefore O.K$

$\Phi M_n = \Phi P_n \times 1.338 = 2923.327 \text{ kN.m} \geq M_u = 1620.501 \text{ kN.m} \therefore O.K$

* 전단에 대한 검토

$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14 P_u/A_g) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 1620.00 = 1105.753 \text{ kN}$
 $< V_u (= 1943.536 \text{ kN})$, 전단보강 필요.

$\text{Req } A_v = (1943.536 - 1105.753) \times 150.00 / (400.0 \times 1620.00 \times \Phi) = 258.575 \text{ mm}^2$

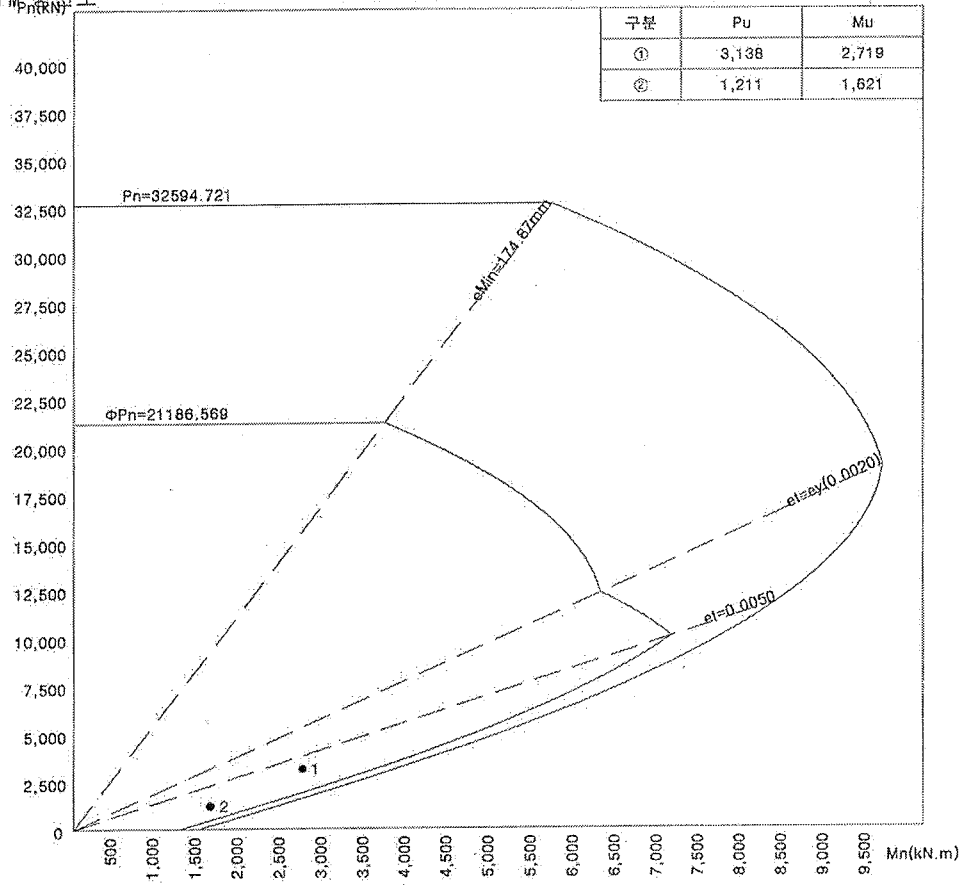
$\text{Use } A_v = 397.200 \text{ mm}^2$ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

$V_s = 397.200 \times 400.0 \times 1620.00 / 150.00 = 1715.904 \text{ kN}$

$V_s \text{ Max} = 2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 1620.00 = 5611.845 \text{ kN} \geq 1715.904 \text{ kN} \therefore O.K$

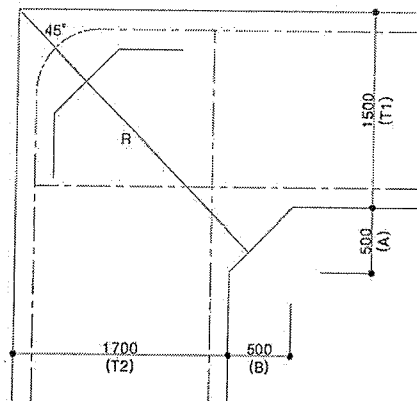
$\Phi V_n = 0.75 \times (1474.338 + 1715.904) = 2392.681 \text{ kN} \geq 1943.536 \text{ kN} \therefore O.K$

4) PM 상관도



18. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 1046.464 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 1046.464 \text{ kN.m}$

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 2616.295 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H22 @250 - 4EA = 1548.400 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 1548.400 \text{ mm}^2$$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1046.46 \times 10^6}{2616.295^2 \times 1000} = 0.764 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 1046.46 \times 10^6}{2616.295 \times 180} = 4444.215 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 1548.400 \text{ mm}^2$$

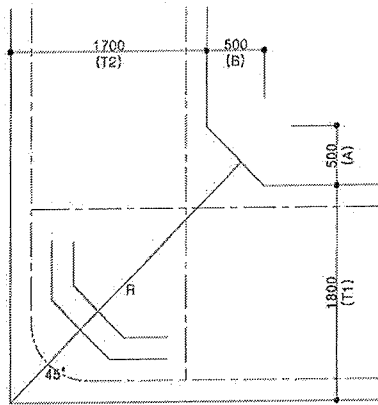
$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 4444.215 \text{ mm}^2 - 1548.400 \text{ mm}^2 \\ &= 2895.815 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = H22 - 8EA$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 3096.800 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 2895.815 \text{ mm}^2) \longrightarrow \text{O.K !!!}$$

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 3954.642 \text{ kN.m}$
- 절정부 휨모멘트 : $M_o = 3954.642 \text{ kN.m}$

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 2828.427 \text{ mm}$$

■ 절정부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H29 @250 - 4EA = 2569.600 \text{ mm}^2$$

$$H29 @250 - 4EA = 2569.600 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 5139.200 \text{ mm}^2$$

① 외측인장 휨모멘트 보강경토

- 절정부 보강철근량 필요여부 판정

$$f_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3954.64 \times 10^6}{2828.427^2 \times 1000} = 2.472 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절정부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량 (A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 3954.64 \times 10^6}{2828.427 \times 180} = 15535.301 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 5139.200 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 15535.301 \text{ mm}^2 - 5139.200 \text{ mm}^2 \\ &= 10396.101 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = H32 - 8EA, H29 - 8EA$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 11492.800 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 10396.101 \text{ mm}^2) \longrightarrow \text{O.K !!!}$$

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 11492.8 mm²

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

$$= -7 \times 0.0066819 + \sqrt{(2 \times 0.0468 + (0.0468)^2)} = 0.263$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.263 / 3 = 0.912$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 607423891.000 / (11492.800 \times 1720.000 \times 0.912)$$

$$= 33.676 \text{ MPa}$$

인장력 Th1 = $f_s \times A_s = 33.676 \times 11492.800 = 387036.639 \text{ N}$

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 6353.6 mm²

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

$$= -7 \times 0.0039220 + \sqrt{(2 \times 0.0275 + (0.0275)^2)} = 0.208$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.208 / 3 = 0.931$$

$$f_s = M_o / (A_s \times d \times j) = 607423891.000 / (6353.600 \times 1620.000 \times 0.931)$$

$$= 63.421 \text{ MPa}$$

인장력 Th2 = $f_s \times A_s = 63.421 \times 6353.600 = 402954.717 \text{ N}$

- 보강철근량 산정

$$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = f_{sa} \times A_s \quad T : \text{대각선 방향의 인장력}$$

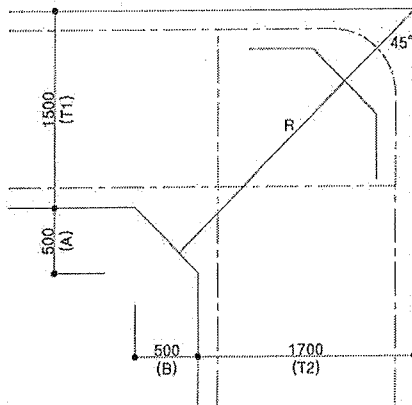
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$$A_s = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / f_{sa} = \sqrt{(387036.639^2 + 402954.717^2)} / 180.0$$

$$A_s = 3104.009 \text{ mm}^2$$

사용철근량 : H32 @ 500, 2EA = 3176.800 mm² ∴ O.K

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 3066.924 \text{ kN.m}$
- 절정부 휨모멘트 : $M_o = 3066.924 \text{ kN.m}$

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 2616.295 \text{ mm}$$

■ 절정부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H32 @250 - 4EA = 3176.800 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 3176.800 \text{ mm}^2$$

- 절정부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3066.92 \times 10^6}{2616.295^2 \times 1000} = 2.240 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절정부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 3066.92 \times 10^6}{2616.295 \times 180} = 13024.882 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 3176.800 \text{ mm}^2$$

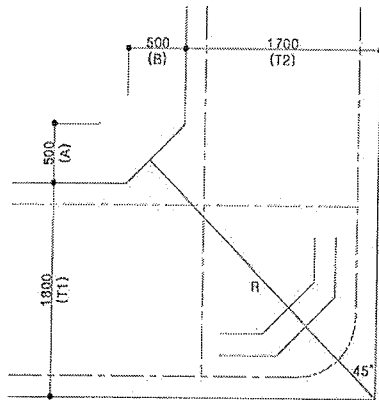
$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 13024.882 \text{ mm}^2 - 3176.800 \text{ mm}^2 \\ &= 9848.082 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = H29 - 8EA, H29 - 8EA$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 10278.400 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 9848.082 \text{ mm}^2) \longrightarrow \text{O.K !!!}$$

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 4485.806 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 4485.806 \text{ kN.m}$

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 2828.427 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$\begin{aligned} \text{H32 @250 - 4EA} &= 3176.800 \text{ mm}^2 \\ \text{H32 @250 - 4EA} &= 3176.800 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 6353.600 \text{ mm}^2$$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{\text{max}} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4485.81 \times 10^6}{2828.427^2 \times 1000} = 2.804 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.675)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 4485.81 \times 10^6}{2828.427 \times 180} = 17621.911 \text{ mm}^2$$

$$Asb = 6353.600 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Req'd As} &= As - Asb \\ &= 17621.911 \text{ mm}^2 - 6353.600 \text{ mm}^2 \\ &= 11268.311 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd As} = \text{H32 - 8EA} , \text{H29 - 8EA}$$

$$\therefore \text{Total As} = 11492.800 \text{ mm}^2 > \text{Req'd As} (= 11268.311 \text{ mm}^2) \longrightarrow \text{O.K !!!}$$

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	1 경간	좌측	1	1567	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	215.753	0.K	1.726
		중앙부	2	1420	H19 - 8.0EA	125	9107.565	0.K	72.861
		우측	3	1542	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	1201.444	0.K	9.612
	2 경간	좌측	4	1542	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	208.977	0.K	1.672
		중앙부	5	1420	H29 - 8.0EA	125	195.783	0.K	1.566
		우측	6	1538	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	173.645	0.K	1.389
하부슬래브	1 경간	좌측	7	1817	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	127.762	0.K	1.022
		중앙부	8	1675	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	1083.145	0.K	8.665
		우측	9	1655	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	472.567	0.K	3.781
	2 경간	좌측	10	1655	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	213.711	0.K	1.710
		중앙부	11	1673	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 8.0EA	125	258.988	0.K	2.072
		우측	12	1817	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	159.088	0.K	1.273
중간슬래브	1 경간	좌측	13	1556	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	693.057	0.K	5.544
		중앙부	14	1420	H29 - 8.0EA	125	402.881	0.K	3.223
		우측	15	1420	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	2487.845	0.K	19.903
	2 경간	좌측	16	1420	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	375.803	0.K	3.006
		좌측(배수구 단면)	16	1254	H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	331.000	0.K	2.65
		중앙부	17	1420	H29 - 8.0EA	125	470.165	0.K	3.761
		우측	18	1553	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	310.426	0.K	2.483

좌측벽체	1층	1층(상부)	19	1767	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	256.293	0.K	2.050
		1층(중앙부)	20	1620	H32 - 8.0EA	125	210.949	0.K	1.688
		1층(하부)	21	1717	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	164.853	0.K	1.319
	2층	2층(상부)	22	1767	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	232.046	0.K	1.856
		2층(중앙부)	23	1620	H32 - 8.0EA	125	360.955	0.K	2.888
		2층(하부)	24	1767	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	2903.768	0.K	23.230
우측벽체	1층	1층(상부)	25	1767	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	182.905	0.K	1.463
		1층(중앙부)	26	1620	H32 - 8.0EA	125	267.800	0.K	2.142
		1층(하부)	27	1717	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	168.292	0.K	1.346
	2층	2층(상부)	28	1738	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	157.052	0.K	1.256
		2층(중앙부)	29	1620	H32 - 8.0EA	125	376.006	0.K	3.008
		2층(하부)	30	1767	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 959.842 \times 1000000 / [3575.200 \times (1566.667 - 256.118/3)]$$

$$= 181.242 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 3575.200/1000.0 + 7 \times 3575.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1566.7)/(7 \times 3575.200)]}$$

$$= 256.118 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 3575.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H25 - 4.0 \text{ EA}, H22 - 4.0 \text{ EA} \quad (= 3575.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 181.24) - 2.5 \times 87.50 = 215.75 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 181.24) = 347.60 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 215.75 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 215.75 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

2) 상부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 21.467 \times 1000000 / [2292.000 \times (1420.000 - 198.018/3)]$$

$$= 6.917 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1420.0)/(7 \times 2292.000)]}$$

$$= 198.018 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H19 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 19/2 = 70.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 6.92) - 2.5 \times 70.50 = 11208.21 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 6.92) = 9107.56 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 9107.56 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 9107.56 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 623.521 \times 1000000 / [8380.400 \times (1542.482 - 370.772/3)]$$

$$= 52.437 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 8380.400/1000.0 + 7 \times 8380.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1542.5)/(7 \times 8380.400)]}$$

$$= 370.772 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 8380.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 124.2 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2026.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 52.44) - 2.5 \times 84.00 = 1291.80 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 52.44) = 1201.44 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1201.44 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1201.44 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 상부슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 2234.983 \times 1000000 / [8380.400 \times (1542.482 - 370.772/3)]$$

$$= 187.958 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 8380.400/1000.0 + 7 \times 8380.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1542.5)/(7 \times 8380.400)]}$$

$$= 370.772 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 8380.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 124.2 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H25} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2026.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 187.96) - 2.5 \times 84.00 = 208.98 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 187.96) = 335.18 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 208.98 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 208.98 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5) 상부슬래브 2경간(중앙부)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1491.243 \times 1000000 / [5139.200 \times (1420.000 - 285.680/3)]$$

$$= 219.034 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 5139.200/1000.0 + 7 \times 5139.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1420.0)/(7 \times 5139.200)]}$$

$$= 285.680 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 5139.2 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 80.0 mm)}$$

$$1\text{단} : H29 - 8.0 \text{ EA } (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 29/2 = 65.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 219.03) - 2.5 \times 65.50 = 195.78 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 219.03) = 287.63 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 195.78 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 195.78 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

6) 상부슬래브 2경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 2584.653 \times 1000000 / [8923.200 \times (1537.870 - 380.279/3)]$$

$$= 205.268 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 8923.200/1000.0 + 7 \times 8923.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1537.9)/(7 \times 8923.200)]}$$

$$= 380.279 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 8923.2 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 128.8 mm)}$$

$$1\text{단} : H32 - 8.0 \text{ EA } (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : H29 - 4.0 \text{ EA } (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 205.27) - 2.5 \times 84.00 = 173.65 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 205.27) = 306.92 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 173.65 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 173.65 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 3954.642 \times 1000000 / [10278.400 \times (1816.667 - 444.375/3)] \\ = 230.592 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 10278.400/1000.0 + 7 \times 10278.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1816.7)/(7 \times 10278.400)]} \\ = 444.375 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 10278.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 230.59) - 2.5 \times 85.50 = 127.76 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 230.59) = 273.21 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 127.76 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 127.76 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

8) 하부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1020.731 \times 1000000 / [11492.800 \times (1675.283 - 444.930/3)] \\ = 58.164 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 11492.800/1000.0 + 7 \times 11492.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1675.3)/(7 \times 11492.800)]} \\ = 444.930 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 11492.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 124.7 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 32/2 = 64.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 58.16) - 2.5 \times 64.00 = 1193.93 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 58.16) = 1083.14 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 1083.14 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1083.14 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

9) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1999.548 \times 1000000 / [11492.800 \times (1655.283 - 441.859/3)]$$

$$= 115.373 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 11492.800/1000.0 + 7 \times 11492.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1655.3)/(7 \times 11492.800)]}$$

$$= 441.859 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 11492.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 144.7 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 115.37) - 2.5 \times 84.00 = 472.57 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 115.37) = 546.05 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 472.57 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 472.57 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

10) 하부슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 3221.123 \times 1000000 / [11492.800 \times (1655.283 - 441.859/3)]$$

$$= 185.858 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 11492.800/1000.0 + 7 \times 11492.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1655.3)/(7 \times 11492.800)]}$$

$$= 441.859 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 11492.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 144.7 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 185.86) - 2.5 \times 84.00 = 213.71 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 185.86) = 338.97 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 213.71 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 213.71 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

11) 하부슬래브 2경간(중앙부)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 3126.216 \times 1000000 / [10885.600 \times (1672.789 - 434.425/3)] \\ = 187.953 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 10885.600/1000.0 + 7 \times 10885.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1672.8)/(7 \times 10885.600)]} \\ = 434.425 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 10885.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 127.2 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 4.0 \text{ EA}, \text{H29} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 5746.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 32/2 = 64.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 187.95) - 2.5 \times 64.00 = 258.99 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 187.95) = 335.19 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 258.99 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 258.99 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

12) 하부슬래브 2경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 4485.806 \times 1000000 / [12707.200 \times (1816.667 - 486.461/3)] \\ = 213.364 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 12707.200/1000.0 + 7 \times 12707.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1816.7)/(7 \times 12707.200)]} \\ = 486.461 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 12707.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 213.36) - 2.5 \times 84.00 = 159.09 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 213.36) = 295.27 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 159.09 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 159.09 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

13) 중간슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1082.493 \times 1000000 / [8316.000 \times (1555.767 - 371.343/3)] \\ = 90.902 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 8316.000/1000.0 + 7 \times 8316.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1555.8)/(7 \times 8316.000)]} \\ = 371.343 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 8316.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 110.9 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 4.0 \text{ EA}, \text{H29} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 5746.4 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 32/2 = 64.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 90.90) - 2.5 \times 64.00 = 706.32 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 90.90) = 693.06 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 693.06 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 693.06 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

13) 중간슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 794.346 \times 1000000 / [5139.200 \times (1154.000 - 254.410/3)] \\ = 144.563 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 5139.200/1000.0 + 7 \times 5139.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1154.0)/(7 \times 5139.200)]} \\ = 254.410 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 5139.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 144.56) - 2.5 \times 85.50 = 331.00 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 144.56) = 435.80 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 331.00 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 331.00 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

14) 중간슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 946.210 \times 1000000 / [5139.200 \times (1420.000 - 285.680/3)] \\ = 138.979 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 5139.200 / 1000.0 + 7 \times 5139.200 / 1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 1420.0 / (7 \times 5139.200)} \\ = 285.680 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 5139.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 29/2 = 65.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 138.98) - 2.5 \times 65.50 = 402.88 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 138.98) = 453.30 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 402.88 mm를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 402.88 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

15) 중간슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 192.075 \times 1000000 / [5746.400 \times (1420.000 - 300.152/3)] \\ = 25.323 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 5746.400 / 1000.0 + 7 \times 5746.400 / 1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 1420.0 / (7 \times 5746.400)} \\ = 300.152 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 5746.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 4.0 \text{ EA}, \text{H29} - 4.0 \text{ EA} (= 5746.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 32/2 = 64.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 25.32) - 2.5 \times 64.00 = 2949.81 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 25.32) = 2487.85 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 2487.85 mm를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 2487.85 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

16) 중간슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 1114.804 \times 1000000 / [5746.400 \times (1420.000 - 300.152/3)] \\ = 146.976 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 5746.400/1000.0 + 7 \times 5746.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1420.0)/(7 \times 5746.400)]} \\ = 300.152 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 5746.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H32 - 4.0 \text{ EA}, H29 - 4.0 \text{ EA} \quad (= 5746.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 32/2 = 64.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 146.98) - 2.5 \times 64.00 = 375.80 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 146.98) = 428.64 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 375.80 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 375.80 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

17) 중간슬래브 2경간(중앙부)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 845.779 \times 1000000 / [5139.200 \times (1420.000 - 285.680/3)] \\ = 124.228 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 5139.200/1000.0 + 7 \times 5139.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1420.0)/(7 \times 5139.200)]} \\ = 285.680 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 5139.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H29 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 29/2 = 65.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 124.23) - 2.5 \times 65.50 = 470.16 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 124.23) = 507.13 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 470.16 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 470.16 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

18) 중간슬래브 2경간(우측)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1835.457 \times 1000000 / [7708.800 \times (1553.333 - 359.018/3)]$$

$$= 166.078 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 7708.800/1000.0 + 7 \times 7708.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1553.3)/(7 \times 7708.800)]}$$

$$= 359.018 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 7708.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 113.3 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 29/2 = 65.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 166.08) - 2.5 \times 65.50 = 310.43 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 166.08) = 379.34 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 310.43 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 310.43 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

19) 좌측벽체 1층(상부)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1327.267 \times 1000000 / [4725.200 \times (1766.667 - 310.382/3)]$$

$$= 168.885 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 4725.200/1000.0 + 7 \times 4725.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1766.7)/(7 \times 4725.200)]}$$

$$= 310.382 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4725.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 4.0 \text{ EA}, \text{H22} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 4725.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 168.89) - 2.5 \times 84.00 = 256.29 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 168.89) = 373.03 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 256.29 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 256.29 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

20) 좌측벽체 1층(중앙부)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 2033.254 \times 1000000 / [6353.600 \times (1620.000 - 337.726/3)] \\ = 212.293 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 6353.600/1000.0 + 7 \times 6353.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1620.0)/(7 \times 6353.600)]} \\ = 337.726 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 6353.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 32/2 = 64.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 212.29) - 2.5 \times 64.00 = 210.95 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 212.29) = 296.76 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 210.95 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 210.95 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

21) 좌측벽체 1층(하부)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 3363.493 \times 1000000 / [10278.400 \times (1716.667 - 430.247/3)] \\ = 208.002 \text{ MPa}$$

$$x = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 10278.400/1000.0 + 7 \times 10278.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1716.7)/(7 \times 10278.400)]} \\ = 430.247 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 10278.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 5139.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 208.00) - 2.5 \times 85.50 = 164.85 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 208.00) = 302.88 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 164.85 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 164.85 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

22) 좌측벽체 2층(상부)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 1046.464 \times 1000000 / [3575.200 \times (1766.667 - 273.391/3)]$$

$$= 174.691 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 3575.200/1000.0 + 7 \times 3575.200/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 1766.7 / (7 \times 3575.200)}$$

$$= 273.391 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 3575.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 4.0 \text{ EA}, \text{H22} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 3575.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 25/2 = 87.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 174.69) - 2.5 \times 87.50 = 232.05 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 174.69) = 360.64 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 232.05 mm를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 232.05 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

23) 좌측벽체 2층(중앙부)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - x/3)] = 1447.792 \times 1000000 / [6353.600 \times (1620.000 - 337.726/3)]$$

$$= 151.165 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 6353.600/1000.0 + 7 \times 6353.600/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 1620.0 / (7 \times 6353.600)}$$

$$= 337.726 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 6353.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 32/2 = 64.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 151.16) - 2.5 \times 64.00 = 360.95 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 151.16) = 416.76 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 360.95 mm를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 360.95 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

24) 좌측벽체 2층(하부)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 170.508 \times 1000000 / [4725.200 \times (1766.667 - 310.382/3)] \\ = 21.696 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4725.200/1000.0 + 7 \times 4725.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1766.7)/(7 \times 4725.200)]} \\ = 310.382 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4725.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 4.0 \text{ EA}, \text{H22} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 4725.2 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 21.70) - 2.5 \times 84.00 = 3419.71 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 21.70) = 2903.77 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 2903.77 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 2903.77 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

25) 우측벽체 1층(상부)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1364.897 \times 1000000 / [4118.000 \times (1766.667 - 291.616/3)] \\ = 198.535 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4118.000/1000.0 + 7 \times 4118.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1766.7)/(7 \times 4118.000)]} \\ = 291.616 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4118.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 100.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA}, \text{H22} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 4118.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 29/2 = 85.50 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 198.54) - 2.5 \times 85.50 = 182.91 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 198.54) = 317.32 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 182.91 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 182.91 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K.}$$

26) 우측벽체 1층(중앙부)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1763.051 \times 1000000 / [6353.600 \times (1620.000 - 337.726/3)]$$

$$= 184.081 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 6353.600/1000.0 + 7 \times 6353.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1620.0)/(7 \times 6353.600)]}$$

$$= 337.726 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 6353.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 32/2 = 64.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 184.08) - 2.5 \times 64.00 = 267.80 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 184.08) = 342.24 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 267.80 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 267.80 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

27) 우측벽체 1층(하부)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 4125.958 \times 1000000 / [12707.200 \times (1716.667 - 470.789/3)]$$

$$= 208.173 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 12707.200/1000.0 + 7 \times 12707.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1716.7)/(7 \times 12707.200)]}$$

$$= 470.789 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 12707.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 150.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 208.17) - 2.5 \times 84.00 = 168.29 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 208.17) = 302.63 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 168.29 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 168.29 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

28) 우측벽체 2층(상부)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 3066.924 \times 1000000 / [8923.200 \times (1737.870 - 407.649/3)]$$

$$= 214.547 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 8923.200/1000.0 + 7 \times 8923.200/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1737.9)/(7 \times 8923.200)]}$$

$$= 407.649 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 8923.2 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 128.8 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

$$2\text{단} : \text{H29} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 2569.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100.00 - 32/2 = 84.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 214.55) - 2.5 \times 84.00 = 157.05 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 214.55) = 293.64 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 157.05 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 157.05 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

29) 우측벽체 2층(중앙부)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1407.136 \times 1000000 / [6353.600 \times (1620.000 - 337.726/3)]$$

$$= 146.920 \text{ MPa}$$

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

$$= -7 \times 6353.600/1000.0 + 7 \times 6353.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 1620.0)/(7 \times 6353.600)]}$$

$$= 337.726 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 6353.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 80.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H32} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 6353.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 80.00 - 32/2 = 64.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 146.92) - 2.5 \times 64.00 = 376.01 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 146.92) = 428.81 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 376.01 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 376.01 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

(2) 처짐경로

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : $L = 5.200 \text{ m}$
- $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 부재두께(T) = 1.50 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 ($f_y = 400 \text{ MPa}$ 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	$l / 16$	$l / 18.5$	$l / 21$	$l / 8$

$$T_{\min} = L / 28$$

$$T = 5.200 / 28$$

$$T = 0.186 \text{ m} < 1.500 \text{ m} \text{ -----} \rightarrow \text{O.K.}$$

20. 기초 지지력 검토

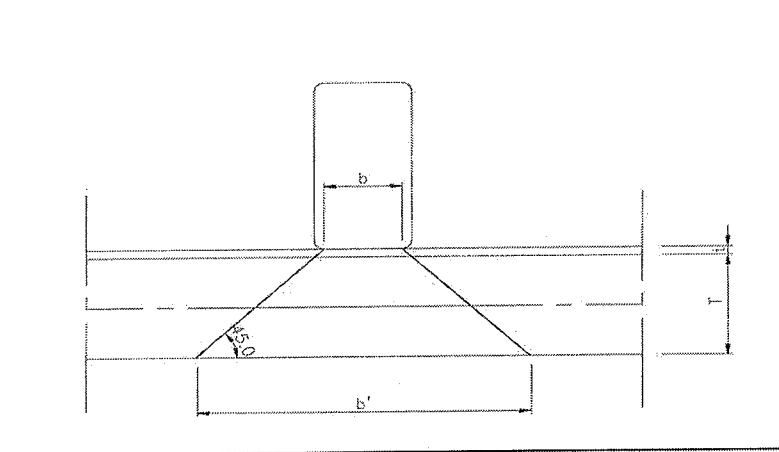
(1) 하중산정

1) 고정하중

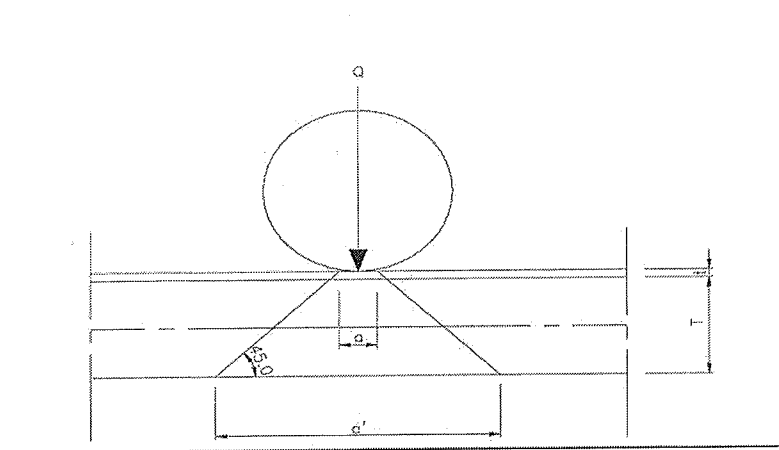
- 구체자중 = $2976.498 / 18.000 = 165.361 \text{ kN/m}^2$
- 상부연직하중 = 184.400 kN/m^2 (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = $0.04 \times 23.00 = 0.920 \text{ kN/m}^2$

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 11.000 kN/m^2
- 상재활하중 = 0.000 kN/m^2
- 암거 내부 활하중



$$\begin{aligned}
 t &= 40 \text{ mm} \text{ (암거내부 포장두께)} \\
 T &= 1800 \text{ mm} \text{ (하부 슬래브 두께)} \\
 b' &= 0.500 + 2 \times (1.800 + 0.040) \times \cot 45^\circ \\
 &= 4.180 \text{ m}
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 a' &= 0.200 + 2 \times (1.800 + 0.040) \times \cot 45^\circ \\
 &= 3.880 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$Q_z = 96.0 / (4.180 \times 3.880) = 5.919 \text{ kN/m}^2$$

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= 165.36 + 184.40 + 11.00 + 0.92 + 5.92 \\ &= 367.600 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2) 지반의 허용연직지지력

$$Q_a = 806.220 \text{ kN/m}^2 \geq Q_{\max} = 367.600 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

20.1 부력검토

: 부력에 대한 안전률 $F_s = 1.050$ (R/B)

부력에 대한 안정계산시 구체자중과 측면마찰력, 상재하중만을 고려
(최소토포 H = 9.6 m 에 대하여 검토)

1) 구체자중

- 상부슬래브	: 18.000 × 1.500 × 25.000	= 675.000 kN/m
- 하부슬래브	: 18.000 × 1.800 × 25.000	= 810.000 kN/m
- 1층 좌측외벽	: 1.700 × 4.362 × 25.000	= 185.385 kN/m
- 2층 좌측외벽	: 1.700 × 4.240 × 25.000	= 180.200 kN/m
- 1층 우측외벽	: 1.700 × 4.362 × 25.000	= 185.385 kN/m
- 2층 우측외벽	: 1.700 × 4.240 × 25.000	= 180.200 kN/m
- 1층 중간벽체 1	: (1.200 × 1.200) × 4.362 / 2.250 × 25.0	= 69.792 kN/m
- 2층 중간벽체 1	: 1.700 × 4.240 × 25.000	= 180.200 kN/m
- 중간슬래브 1	: 1.500 × 9.400 × 25.000	= 352.500 kN/m
- 중간슬래브 2	: 1.500 × 3.500 × 25.000	= 131.250 kN/m
- 현차 1	: 0.500 × 0.500 × 1/2 × 8EA × 25.0	= 25.000 kN/m
$\therefore \Sigma$		= 2974.912 kN/m

2) 상재 하중

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 18.000 × ###	= 207.000 kN/m
- 흙의 자중(지하수위 이상)	: 0.500 × 18.000 × ###	= 171.000 kN/m
- 흙의 자중(지하수위 이하)	: 9.050 × 18.000 × ###	= 1629.000 kN/m
- 지하수 자중	: 9.050 × 18.000 × ###	= 1629.000 kN/m
- 방수 Mortar	: 0.050 × 18.000 × ###	= 19.350 kN/m
$\therefore \Sigma$		= 3655.350 kN/m

(2) 측면마찰력

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

※ 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

$$\begin{aligned} F1 &= K_u \times \gamma \times D1^2 \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times 19.000 \times 0.000^2 \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 0.000 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 지하수위 이하

$$\begin{aligned} F2 &= K_u \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma \times t + D2^2 \times \gamma_{\text{sub}}) \times \tan \delta \\ &= 0.500 \times (2 \times 0.000 \times 9.100 \times \text{#####} + 9.100^2 \\ &\quad \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3) \\ &= 150.702 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\therefore \Sigma = 0.000 + 150.702 = 150.702 \text{ kN/m}$$

(3) 저항력

$$R = 2974.912 + 3655.350 + 150.702 = 6780.964 \text{ kN/m}$$

2) 부력

$$\begin{aligned} U &= B \times h_s \times \gamma_w \text{ (여기서, } h_s = \text{지하수위 심도)} \\ &= 18.000 \times 23.000 \times 10.000 \\ &= 4140.000 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) 안정검토

$$\begin{aligned} F_s &= R / U \\ &= 6780.964 / 4140.000 \\ &= 1.638 > 1.05 \quad \therefore \text{OK} \rightarrow \text{부력안전성 확보} \end{aligned}$$

2. 시공중 부력검토

■ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전율 $F_s = 1.1 (R/B)$

일반적으로 굴착지면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$\begin{aligned} H &= \frac{810.000}{18.000 \times 10.000 \times 1.100} = 4.091 \text{ m} \\ \therefore \text{구조물 저면으로 부터 } 4.091 \text{ m 이하유지} \end{aligned}$$

- 2단계 : 벽체 타설시

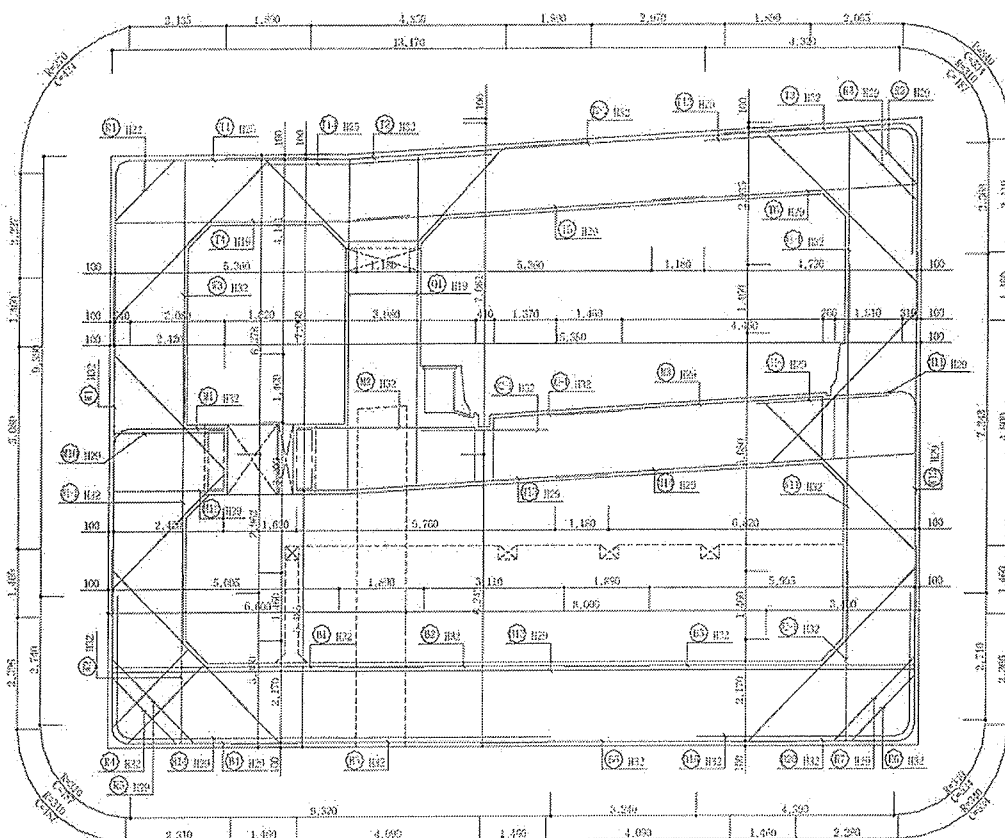
$$\begin{aligned} H &= \frac{2299.912}{18.000 \times 10.000 \times 1.100} = 11.616 \text{ m} \\ \therefore \text{구조물 저면으로 부터 } 11.616 \text{ m 이하유지} \end{aligned}$$

- 3단계 : 상부슬래브 타설시

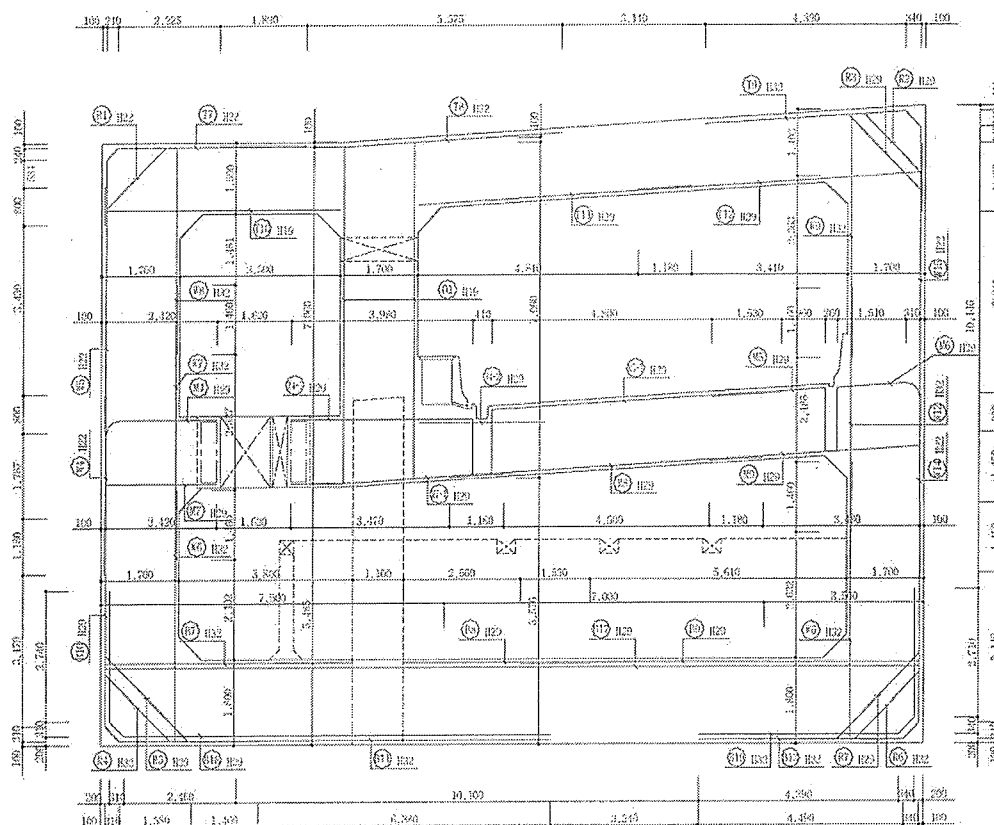
$$\begin{aligned} H &= \frac{2974.912}{18.000 \times 10.000 \times 1.100} = 15.025 \text{ m} \\ \therefore \text{구조물 저면으로 부터 } 15.025 \text{ m 이하유지} \end{aligned}$$

21. 주철근 조립도

CYCLE - 11@2501



CYCLE - 2(@250)



4.4 집수정 마감벽

해석결과요약

단면 휨 설계

단면위치	깊이 H(mm)	사용철근량 (mm ²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비 고
(1)펌프실 수직지점부(상단)	1467	H16@300 + H16@300	327.355	610.026	1.86	0.K
(2)펌프실 수직중양부	1300	H16@300 + H16@300	158.177	544.001	3.44	0.K
(3)펌프실 수직지점부(하단)	1300	H16@300 + H16@300	370.405	534.998	1.44	0.K
(4)펌프실 수평중양부	1300	H16@300 + H16@300	180.258	544.001	3.02	0.K
(5)펌프실 수평지점부	1300	H16@300 + H16@300	375.984	534.998	1.42	0.K
(6)집수조 우측 수직지점부(상단)	1467	H29@300 + H29@300	1104.234	1935.673	1.75	0.K
(7)집수조 우측 수직중양부	1300	H19@300 + H19@300	572.541	781.459	1.37	0.K
(8)집수조 우측 수직지점부(하단)	1467	H29@300 + H29@300	1165.354	1935.673	1.66	0.K
(9)집수조 우측 수평중양부	1300	H16@300 + H16@300	212.910	544.001	2.56	0.K
(10)집수조 우측 수평지점부	1300	H22@300 + H22@300	723.005	1033.179	1.43	0.K
(11)집수조 좌측 수직지점부(상단)	1467	H29@300 + H29@300	1104.234	1935.673	1.75	0.K
(12)집수조 좌측 수직중양부	1300	H19@300 + H19@300	572.554	781.459	1.37	0.K
(13)집수조 좌측 수직지점부(하단)	1467	H29@300 + H29@300	1165.354	1935.673	1.66	0.K
(14)집수조 좌측 수평중양부	1300	H16@300 + H16@300	213.219	544.001	2.55	0.K
(15)집수조 좌측 수평지점부	1300	H22@300 + H22@300	724.449	1033.179	1.43	0.K

■ 사용성 검토

구 분	사용모멘트	사용철근량	필요간격	평균배근간격	비 고
(1)펌프실 수직지점부(상단)	242.750	H16@300 + H16@300	335.162	150.000	0.K
(2)펌프실 수직중앙부	117.437	H16@300 + H16@300	832.735	150.000	0.K
(3)펌프실 수직지점부(하단)	275.192	H16@300 + H16@300	206.800	150.000	0.K
(4)펌프실 수평중앙부	133.816	H16@300 + H16@300	730.809	150.000	0.K
(5)펌프실 수평지점부	279.122	H16@300 + H16@300	200.649	150.000	0.K
(6)집수조 우측 수직지점부(상단)	823.125	H29@300 + H29@300	310.439	150.000	0.K
(7)집수조 우측 수직중앙부	426.906	H19@300 + H19@300	233.947	150.000	0.K
(8)집수조 우측 수직지점부(하단)	869.162	H29@300 + H29@300	282.648	150.000	0.K
(9)집수조 우측 수평중앙부	158.754	H16@300 + H16@300	589.886	150.000	0.K
(10)집수조 우측 수평지점부	539.098	H22@300 + H22@300	206.147	150.000	0.K
(11)집수조 좌측 수직지점부(상단)	823.125	H29@300 + H29@300	310.439	150.000	0.K
(12)집수조 좌측 수직중앙부	426.916	H19@300 + H19@300	233.937	150.000	0.K
(13)집수조 좌측 수직지점부(하단)	869.162	H29@300 + H29@300	282.648	150.000	0.K
(14)집수조 좌측 수평중앙부	158.984	H16@300 + H16@300	588.772	150.000	0.K
(15)집수조 좌측 수평지점부	540.174	H22@300 + H22@300	205.293	150.000	0.K

■ 전단철근 검토

구 분	ϕV_c	V_u	ϕV_n	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
	kN	kN	kN	EA	mm ²		mm	mm ²	
(1)펌프실 수직지점부(상단)	779.4	412.5	1287.20	1.67	131.25	H13	150	211.59	0.K
(2)펌프실 수직중앙부	792.4	169.6	-	1.67	-	H13	300	-	0.K
(3)펌프실 수직지점부(하단)	779.4	520.1	1287.20	1.67	131.25	H13	150	211.59	0.K
(4)펌프실 수평중앙부	792.4	210.8	-	1.67	-	H13	300	-	0.K
(5)펌프실 수평지점부	779.4	515.7	1287.20	1.67	131.25	H13	150	211.59	0.K
(6)집수조 우측 수직지점부(상단)	779.4	1018.8	1287.20	1.67	99.74	H13	150	211.59	0.K
(7)집수조 우측 수직중앙부	792.4	450.6	1308.70	1.67	131.25	H13	150	211.59	0.K
(8)집수조 우측 수직지점부(하단)	779.4	1135.2	1287.20	1.67	148.25	H13	150	211.59	0.K
(9)집수조 우측 수평중앙부	792.4	210.9	-	1.67	-	H13	300	-	0.K
(10)집수조 우측 수평지점부	779.4	821.5	1033.30	1.67	35.05	H13	300	211.59	0.K
(11)집수조 좌측 수직지점부(상단)	779.4	1018.8	1287.20	1.67	99.74	H13	150	211.59	0.K
(12)집수조 좌측 수직중앙부	792.4	569.8	1308.70	1.67	131.25	H13	150	211.59	0.K
(13)집수조 좌측 수직지점부(하단)	779.4	1135.2	1287.20	1.67	148.25	H13	150	211.59	0.K
(14)집수조 좌측 수평중앙부	792.4	205.0	-	1.67	-	H13	300	-	0.K
(15)집수조 좌측 수평지점부	779.4	814.2	1033.30	1.67	29.00	H13	300	211.59	0.K

1. 설계조건

가. 형식 : 지중 2 연 집수정 마감벽

나. 설 계 하 중

1) 사 하 중

- ① 콘크리트자중 : 25.00 kN/m^3
- ② 노면포장하중 : 23.00 kN/m^2
- ③ 보호울타 : 21.50 kN/m^2
- ④ 지 하 수 : 10.00 kN/m^3

2) 활 하 중 :

- ① 노 면 활하중 : DB-24

3) 토 사

- ① 흙의 습윤 단위중량 : $\gamma_t = 19.0 \text{ kN/m}^3$
- ② 흙의 수중 단위중량 : $\gamma_{sub} = 10.0 \text{ kN/m}^3$
- ④ 흙의 내부 마찰각 : $\phi = 30^\circ$
- ⑤ 흙의 정지 토압계수 : $K_o = 1 - \sin \phi = 0.500$

다. 사용재료

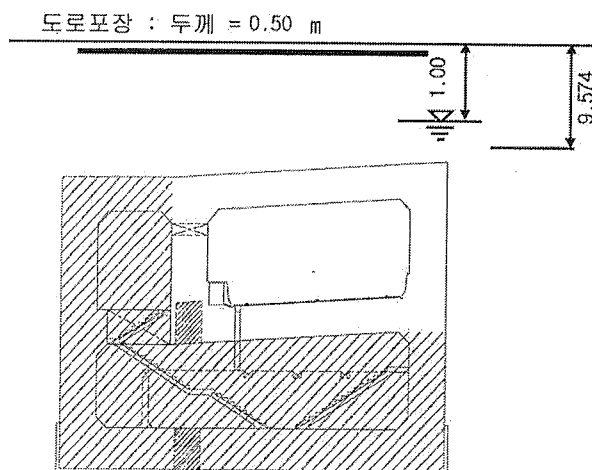
1) 콘크리트

- ① $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- ② $E = 26,702 \text{ MPa}$
- ③ $G = 1.00E+04 \text{ MPa}$
- ④ $U = 0.167$ (Poisson's ratio)

2) 철 근

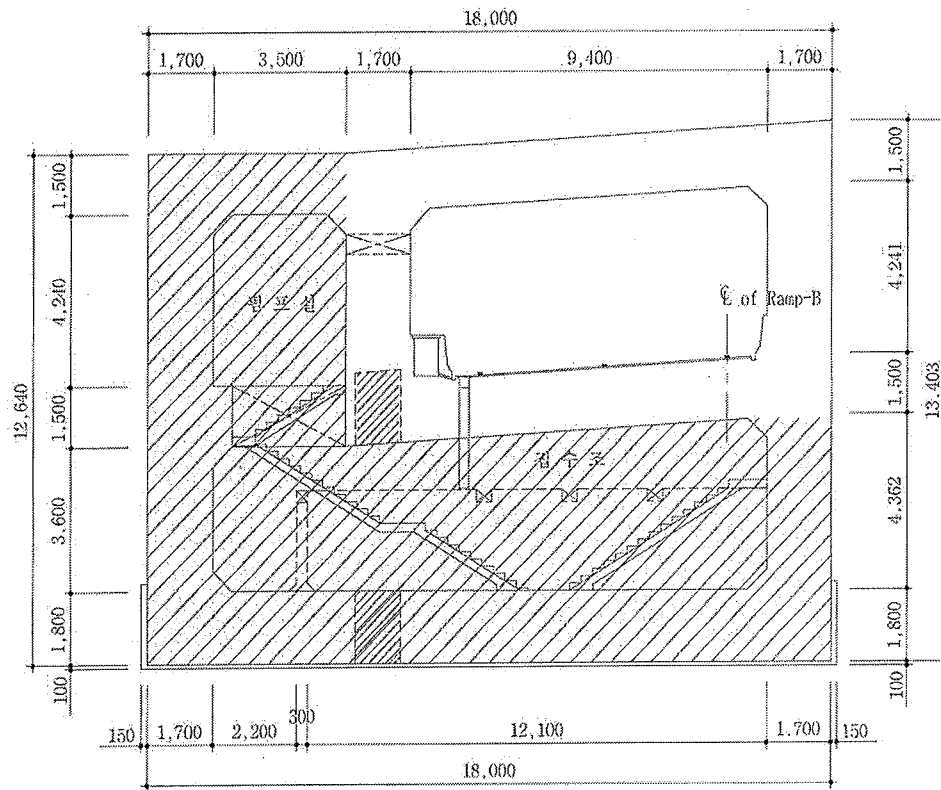
- ① 항 복 응 력 $f_y = 400 \text{ MPa}$
- ② 탄 성 계 수 $E_s = 200000 \text{ MPa}$

라. 단면현황

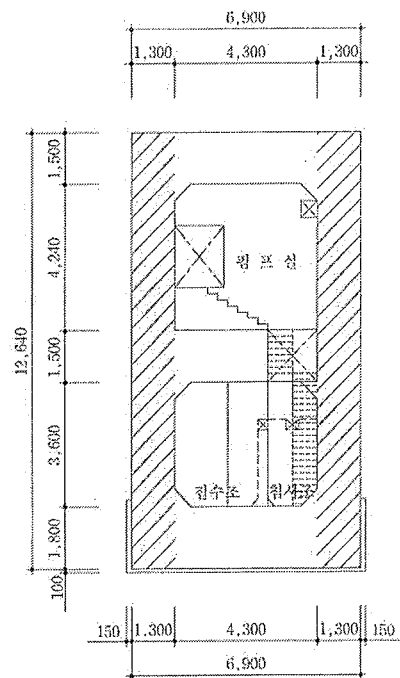


2. 단면가정

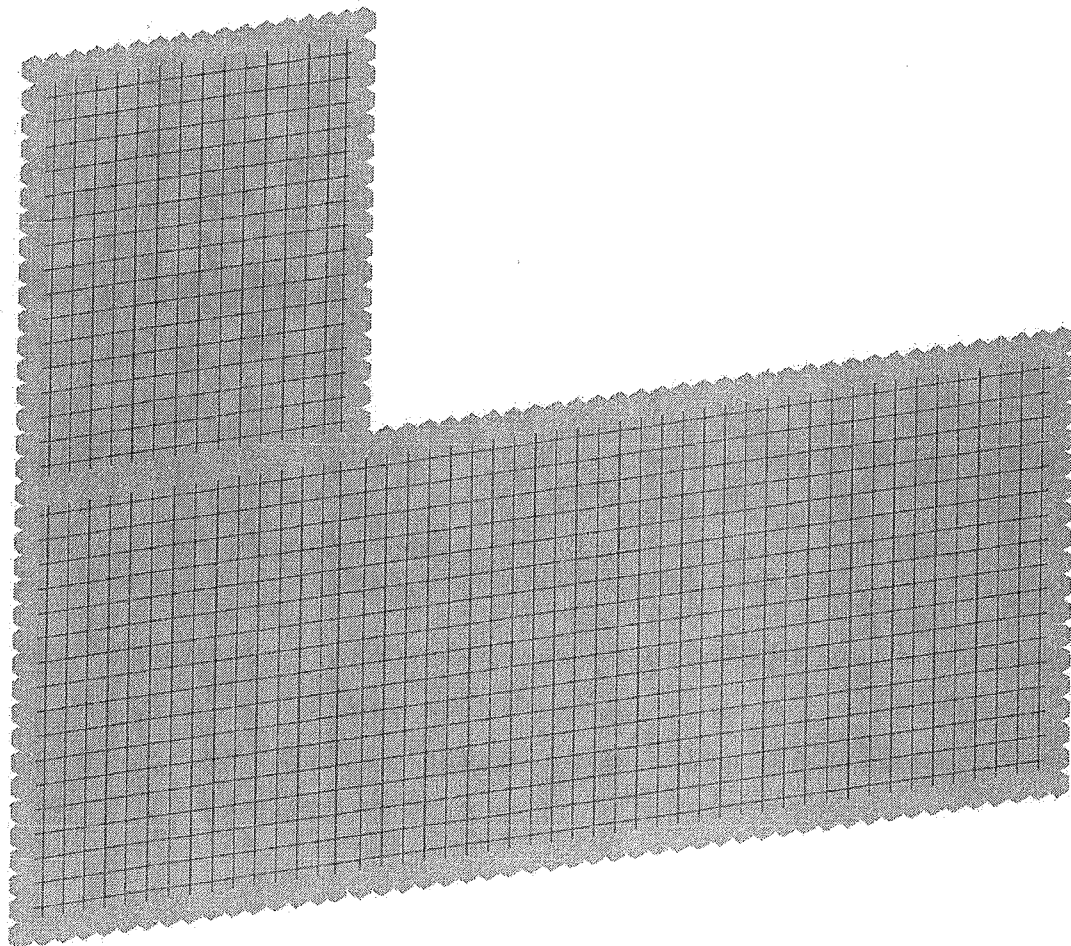
단면 A-A



단면 E-E



3. Modeling



o INPUT DATA

1) 부재 종류 (단위 : m)

※부재 집합부의 강역 : 미고려 현치부의 두께 :미고려

부재번호	B	H	단면2차모멘트	해당부재	비 고
1	1.000	1.300	0.183083	1~1154	

4. 하중산정

4.1 활하중

적용토피= 9.574 m 일 때

$$W_L = 11.000 \text{ kN/m}^2$$

<도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB-24 기준)>

토피(m)	활하중 (kN/m ²)	토피(m)	활하중 (kN/m ²)
1.0	51.0	5.0	15.0
1.5	39.0	6.0	15.0
2.0	21.0	7.0	15.0
2.5	17.0	8.0	12.0
3.0	15.0	9.0	11.0
4.0	15.0	10.0이상	10.0

4.1.1 활하중에 의한 측압

———— CASE 1

(1) 정지토압계수

$$\text{되메움토} : K_o = 1 - \sin \Phi = 1 - \sin 30 = 0.500$$

(2) 활하중에 의한 횡토압

$$\text{되메움토} : L_h = 11.000 \times (1 - n \phi) = 5.500 \text{ kN/m}^2$$

4.2 토압

4.2.1 측면방향 토압

(1) 지하수가 없을경우

$$Wh_1 = \text{집수정 본체 계산서 참고}$$

———— CASE 2

$$= 88.599 \text{ kN/m}^2$$

$$Wh_2 = \text{집수정 본체 계산서 참고}$$

$$= 188.735 \text{ kN/m}^2$$

(2) 지하수가 있을경우

$$Wh_1 = \text{집수정 본체 계산서 참고}$$

———— CASE 3

$$= 52.851 \text{ kN/m}^2$$

$$Wh_2 = \text{집수정 본체 계산서 참고}$$

$$= 107.926 \text{ kN/m}^2$$

4.3 수압

4.3.1 수압

$$Wh_1 = \text{집수정 본체 계산서 참고}$$

———— CASE 4

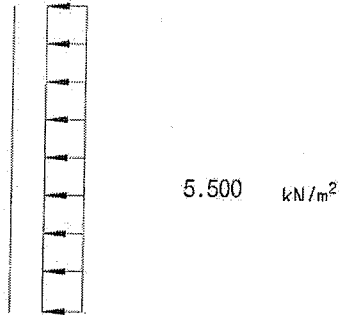
$$= 93.240 \text{ kN/m}^2$$

$$Wh_2 = \text{집수정 본체 계산서 참고}$$

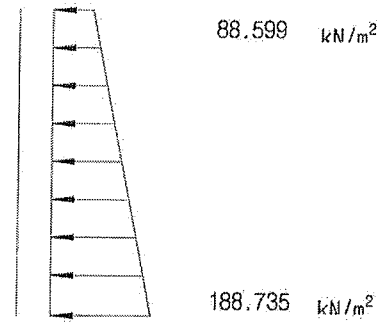
$$= 210.770 \text{ kN/m}^2$$

5. 하중 재하도

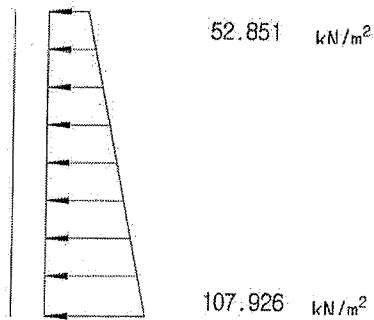
1) CASE 01 : 활하중



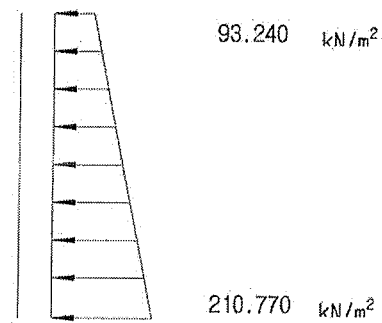
2) CASE 02 : 토압(지하수 무)



3) CASE 03 : 토압(지하수 유)



4) CASE 04 : 수압



6. 하중계수 및 하중조합

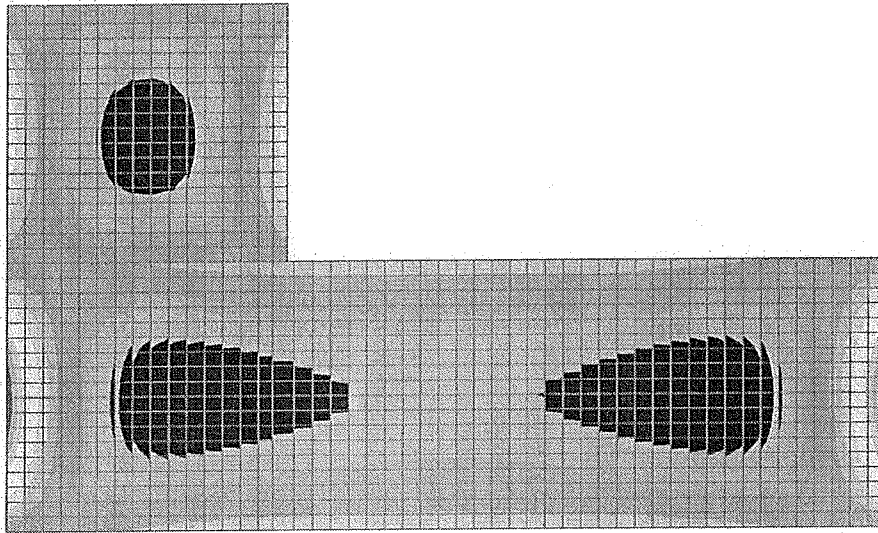
구분	하중 조합	활하중에 의한 측압	토압		수압
			지하수무	지하수유	
		LC1	LC2	LC3	LC4
계수하중	COMB1	1.60	1.60		
	COMB2	1.60		1.60	1.60
사용하중	COMB3	1.00	1.00		
	COMB4	1.00		1.00	1.00

7. 해석 결과

가. 극한하중(상시)

- BMD (KN.m)

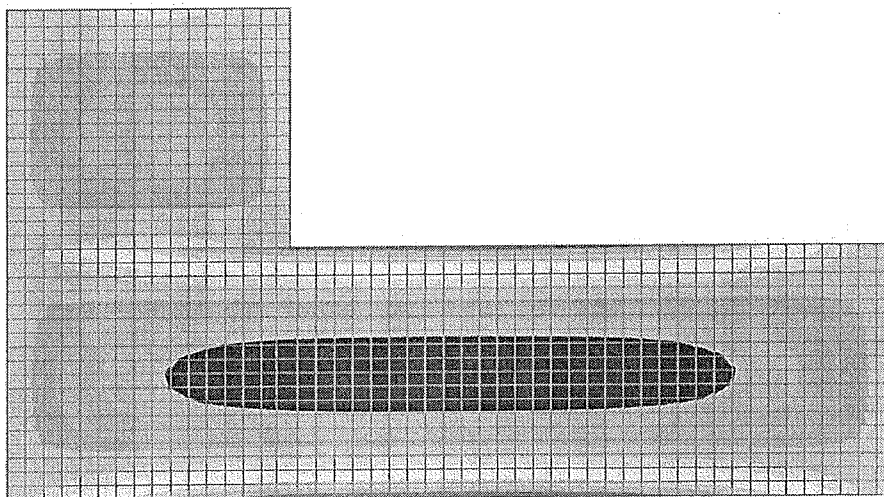
Mxx



MIDAS/civil POST-PROCESSOR	
PLATE FORCE	
MOMENT-Mxx	
	213.219
	127.977
	42.734
	0.000
	-127.951
	-212.984
	-295.236
	-383.478
	-468.721
	-553.954
	-639.206
	-724.449

CBALL: 1	
ELEMENT	
MAX :	785
MIN :	725
FILE:	E=1300 21-
UNIT:	KN-m/m
DATE:	07/23/2013
VIEW-DIRECTION	
X:	0.000
Y:	1.000
Z:	0.000

Myy

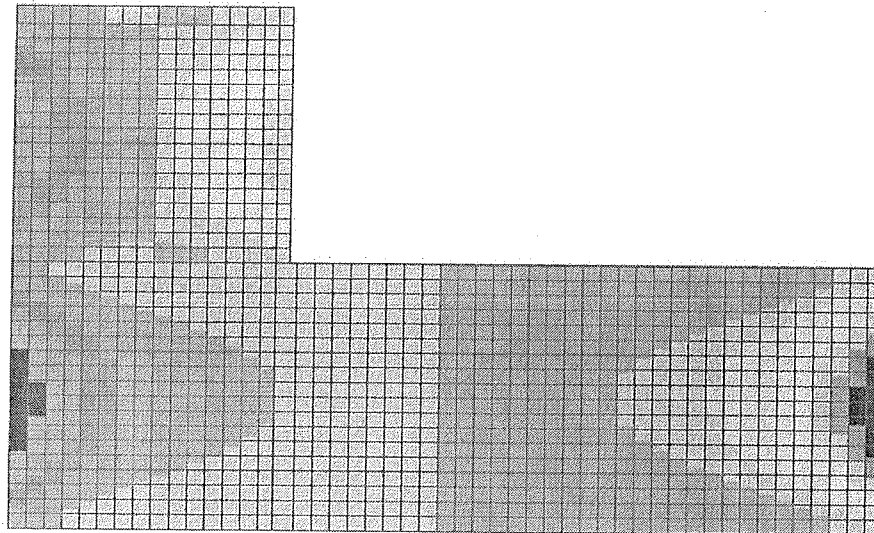


MIDAS/civil POST-PROCESSOR	
PLATE FORCE	
MOMENT-Myy	
	572.554
	414.562
	256.571
	98.579
	0.000
	-217.404
	-375.396
	-533.367
	-681.379
	-849.371
	-1007.362
	-1165.354

CBALL: 1	
ELEMENT	
MAX :	545
MIN :	2386
FILE:	E=1300 21-
UNIT:	KN-m/m
DATE:	07/23/2013
VIEW-DIRECTION	
X:	0.000
Y:	1.000
Z:	0.000

- SFD (KN)

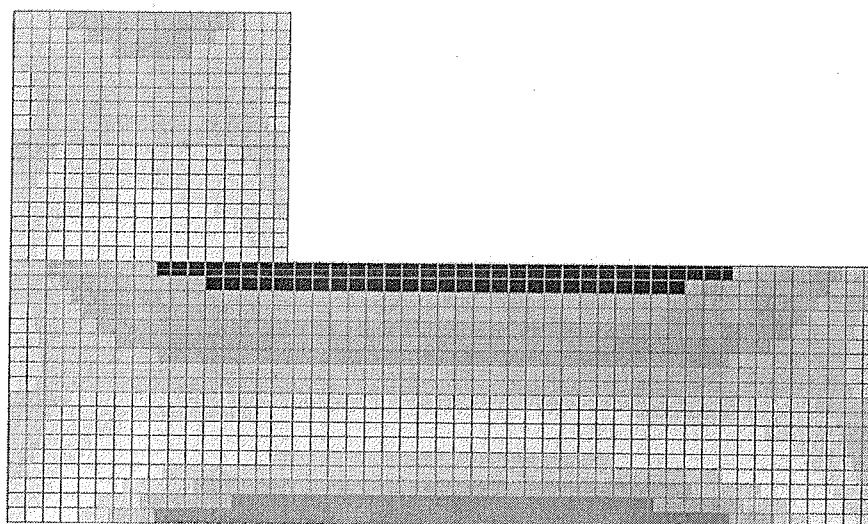
Vxx



MIDAS/civil POST-PROCESSOR	
PLATE FORCE	
SHEAR-Vxx	
221.485	
672.794	
504.063	
375.984	
226.603	
77.983	
0.000	
-219.417	
-368.118	
-516.818	
-665.518	
-814.218	

CBall: 1	
ELEMENT	
MAX: 1.2072	
MIN: 1.410	
FILE: t=1300 N	
UNIT: kN/m	
DATE: 07/23/2013	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.000	
Y: 1.000	
Z: 0.000	

Vyy



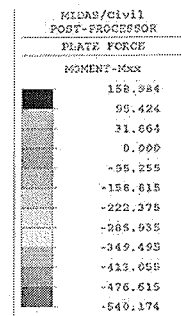
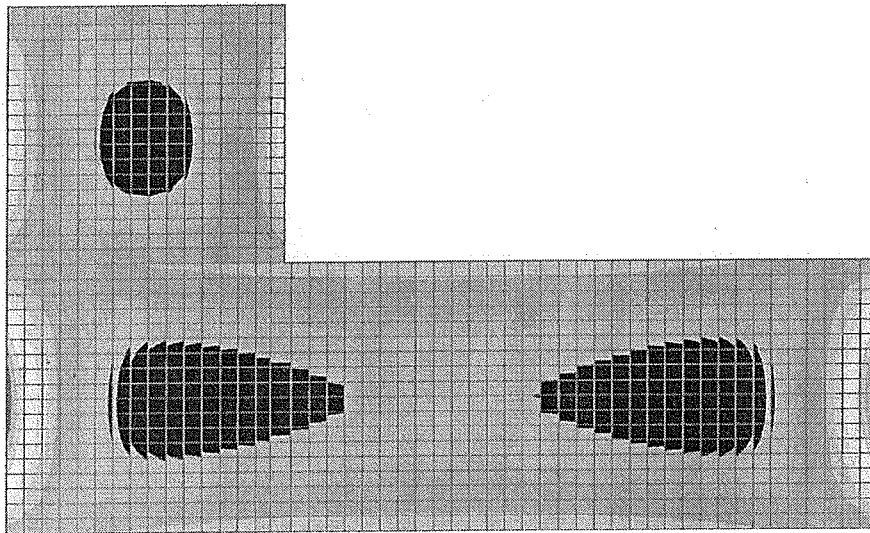
MIDAS/civil POST-PROCESSOR	
PLATE FORCE	
SHEAR-Vyy	
1018.899	
823.989	
627.169	
431.349	
236.529	
0.000	
-156.112	
-351.932	
-547.752	
-743.572	
-939.392	
-1135.212	

CBALL: 1
ELEMENT
MAX: 1.301
MIN: 2.391
FILE: t=1300 N
UNIT: KN/M
DATE: 07/23/2013
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: 1.000
Z: 0.000

나. 사용하중

- BMD (KN.m)

Mxx



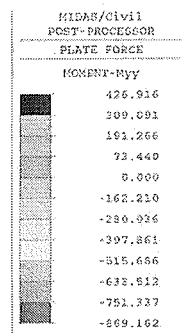
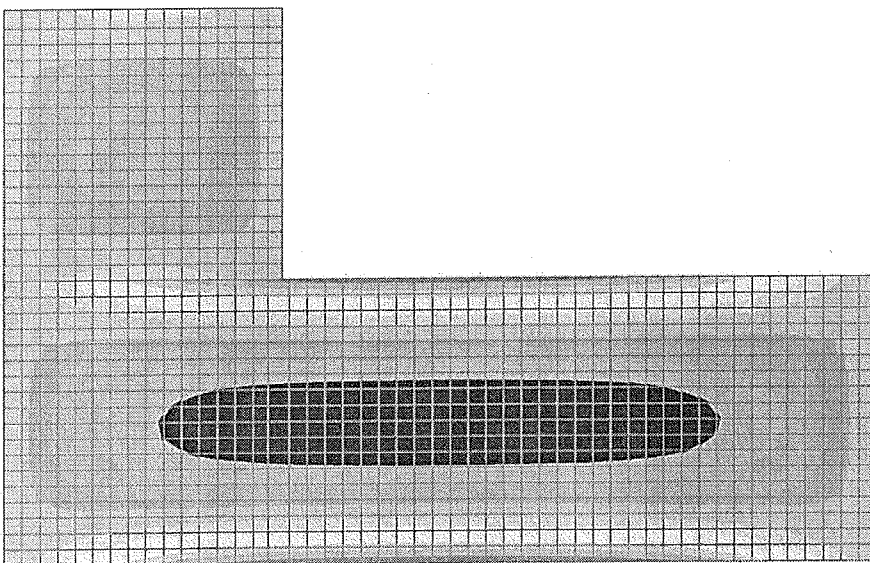
CBall: 2
ELEMENT

MAX : 755
MIN : 725

FILE: C:\3000 21-
UNIT: KN-m/m
DATE: 07/23/2013

VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: 1.000
Z: 0.000

Myy



CBall: 2
ELEMENT

MAX : 945
MIN : 2356

FILE: C:\3000 21-
UNIT: KN-m/m
DATE: 07/23/2013

VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: 1.000
Z: 0.000

8. 단면력 정리

※부재 절합부의 강역 : 미고려, 한치부의 두께 : 미고려에 의한 모멘트값 적용 (단위 : kN, m)

구 분		극한하중	전단력	사용하중	비 고
펌프실	수직지점부(상단)	327.355	412.508	242.750	
	수직중앙부	158.177	169.589	117.437	
	수직지점부(하단)	370.405	520.128	275.192	
	수평중앙부	180.258	210.754	133.816	
	수평지점부	375.984	515.749	279.122	
집수조 우측	수직지점부(상단)	1104.234	1018.808	823.125	
	수직중앙부	572.541	450.630	426.906	
	수직지점부(하단)	1165.354	1135.212	869.162	
	수평중앙부	212.910	210.901	158.754	
	수평지점부	723.005	821.485	539.098	
집수조 좌측	수직지점부(상단)	1104.234	1018.809	823.125	
	수직중앙부	572.554	569.773	426.916	
	수직지점부(하단)	1165.354	1135.212	869.162	
	수평중앙부	213.219	204.996	158.984	
	수평지점부	724.449	814.219	540.174	

9. 단면 검토

(1) 펌프실 수직지점부(상단)

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 27.0 \text{ MPa} & \text{측면피복두께} &= 150.00 \text{ mm} \\
 f_y &= 400.0 \text{ MPa} & \text{설계모멘트} &= 327.36 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \text{단면 폭} &= 1000.0 \text{ mm} & \text{설계전단력} &= 412.51 \text{ kN} \\
 \text{단면높이} &= 1466.7 \text{ mm} & \psi_f &= 0.85 \\
 d' &= 100.0 \text{ mm} & \psi_s &= 0.75 \\
 c = A_s \cdot f_y / (\alpha \cdot f_{ck} \cdot b) &= (1324 \times 400) / (0.85 \times 0.85 \times 27 \times 1000) \\
 &= 27.1 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

압축측 콘크리트가 변형을 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \epsilon_c(d/c-1) \text{ 에서} \\
 &= 0.003 \cdot (d/c-1) = 0.003 \times (1366.67/27.1-1) = 0.1483 \\
 \therefore \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로 } \psi_f = 0.85
 \end{aligned}$$

가. 휨철근량의 계산

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0.85 \\
 p_{min} &= 1.4 / f_y = 1.4 / 400 = 0.0035 \\
 p_{max} &= \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_{ck} \cdot 600}{f_y \cdot (600 + f_y)} = 0.0209
 \end{aligned}$$

필요휨철근량 =

$$\begin{aligned}
 &\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y)^2 - 57800000 \cdot f_y^2 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot f_y} \\
 &= 707.69 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00046]
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (4/3)\text{필요량} &= 707.69 \times 4 / 3 = 943.59 \text{ mm}^2 \\
 \text{최소철근량} &= 0.0035 \times 1000 \times 1366.67 = 4783.35 \text{ mm}^2 \\
 \text{최대철근량} &= 0.0209 \times 1000 \times 1366.67 = 28563.40 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{사용철근량} &= \text{1단 철근 : } H \quad 16 @ 300 + H \quad 16 @ 300 = 1324.0 \text{ mm}^2 \quad [3 + 3 \text{ ea/m}] \\
 &\quad \text{2단 철근 : } H \quad 0 @ 0 + H \quad 0 @ 0 = 0.0 \text{ mm}^2 \quad [0 \quad 0 \text{ ea/m}]
 \end{aligned}$$

$$= 1324.00 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00097]$$

$$\text{철근량검토 : } 943.59 < 1324.00 < 28563.40 : 0.K$$

$$\phi M_n = \psi \cdot [A_s \cdot f_y \cdot (D - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot B})] = 610.026 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \phi M_n / M_u = 610.026 / 327.355 = 1.86 : 0.K$$

(최소철근비에 의해 안전율 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

$$\begin{aligned}\text{콘크리트 분담 전단력} &= \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 779.423 \text{ kN} \\ \text{단면의 극한 전단력} &= \phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 3897.114 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\therefore 412.508 \leq 779.423 : \text{최소전단철근 필요}$$

$$\begin{aligned}\text{전단철근 최대 간격} &= D / 2 \text{ (} < 600\text{mm)} = 600.0 \text{ mm} \\ \text{필요 전단 철근량} &= 0.35 \cdot B \cdot s / f_y = 131.25 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{사용 전단철근 규격} &= \text{H 13} \\ \text{간격} &= 150.0 \text{ mm} \\ \text{갯수} &= 1.67 \text{ ea} \\ \text{철근량} &= 126.7 \times 1.67 = 211.59 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\phi V_n = \phi \cdot V_c + \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot D}{s} = 1287.200 \text{ kN}$$

$$\therefore \phi V_n / V_u = 1287.2 / 412.508 = 3.12 : 0.K$$

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, f_s

$$\begin{aligned}k &= -np + \sqrt{[2np + (np)^2]} \quad [\because n = E_s / E_c = 7.5 \approx 7] \\ &= -7 \times 0.00097 + \sqrt{[2 \times 0.0068 + 0.0068^2]} = 0.11 \\ j &= 1 - k / 3 = 1 - 0.11 / 3 = 0.963 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] = 139.310 \text{ MPa}\end{aligned}$$

주철근 간격

$$\begin{aligned}C_c &= d_1 - d_b / 2 = 100 - 15.9 / 2 = 92 \text{ mm} \quad (\text{여기서, } d_b = 16) \\ s_1 &= 375 (210 / f_{st}) - 2.5 C_c = 335 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 (210 / f_{st}) = 452 \text{ mm} > s = 150.0 \text{ mm} \therefore 0.K\end{aligned}$$

(2) 펌프실 수직중량부

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 27.0 \text{ MPa} & \text{측면피복두께} &= 150.00 \text{ mm} \\
 f_y &= 400.0 \text{ MPa} & \text{설계모멘트} &= 158.18 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \text{단면폭} &= 1000.0 \text{ mm} & \text{설계전단력} &= 169.59 \text{ kN} \\
 \text{단면높이} &= 1300.0 \text{ mm} & \varphi_f &= 0.85 \\
 d' &= 80.0 \text{ mm} & \varphi_s &= 0.75 \\
 c &= A_s \cdot f_y / (\alpha \cdot f_{ck} \cdot b) = (1324 \times 400) / (0.85 \times 0.85 \times 27 \times 1000) \\
 &= 27.1 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

압축측 콘크리트가 변형을 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_t &= \varepsilon_c(d/c-1) \text{ 에서} \\
 &= 0.003 \cdot (d/c-1) = 0.003 \times (1220/27.1-1) = 0.1321 \\
 \therefore \varepsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로 } \varphi_f = 0.85
 \end{aligned}$$

가. 휨철근량의 계산

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0.85 \\
 p_{min} &= 1.4 / f_y = 1.4 / 400 = 0.0035 \\
 p_{max} &= \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_{ck} \cdot 600}{f_y \cdot (600 + f_y)} = 0.0209
 \end{aligned}$$

필요휨철근량 =

$$\begin{aligned}
 &\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y)^2 - 57800000 \cdot f_y^2 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot f_y} \\
 &= 382.38 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00031]
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (4/3) \text{ 필요량} &= 382.38 \times 4 / 3 = 509.84 \text{ mm}^2 \\
 \text{최소철근량} &= 0.0035 \times 1000 \times 1220 = 4270.00 \text{ mm}^2 \\
 \text{최대철근량} &= 0.0209 \times 1000 \times 1220 = 25498.00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{사용철근량} &= \text{1단 철근 : } H \quad 16 @ \quad 300 + H \quad 16 @ \quad 300 = 1324.0 \text{ mm}^2 \quad [3 + 3 \text{ ea/m}] \\
 &\quad \text{2단 철근 : } H \quad 0 @ \quad 0 + H \quad 0 @ \quad 0 = 0.0 \text{ mm}^2 \quad [0 \quad 0 \text{ ea/m}]
 \end{aligned}$$

$$= 1324.00 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00109]$$

$$\text{철근량검토 : } 509.84 < 1324.00 < 25498.00 \quad ; \quad 0.K$$

$$\varphi M_n = \varphi \cdot [A_s \cdot f_y \cdot (D - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot B})] = 544.001 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \varphi M_n / M_u = 544.001 / 158.177 = 3.44 \quad : 0.K$$

(최소철근비에 의해 안전을 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

$$\begin{aligned}\text{콘크리트 분담 전단력} &= \psi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 792.413 \text{ kN} \\ \text{단면의 극한 전단력} &= \psi \cdot (1/6 + 2/3) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 3962.066 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\therefore 169.589 < 792.413 / 2 = 396.207 \quad \therefore \text{전단철근 불필요}$$

다. 횡균열 제어 검토

주철근 응력, f_s

$$\begin{aligned}k &= -np + \sqrt{[2np + (np)^2]} \quad [\because n = E_s / E_c = 7.5 \approx 7] \\ &= -7 \times 0.00109 + \sqrt{[2 \times 0.0076 + 0.0076^2]} = 0.116\end{aligned}$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.12 / 3 = 0.961$$

$$f_s = M / [A_s \cdot d \cdot j] = 75.654 \text{ MPa}$$

주철근 간격

$$C_c = d_t' - d_b / 2 = 80 - 15.9 / 2 = 72 \text{ mm} \quad (\text{여기서, } d_b = 16)$$

$$s_1 = 375 (210 / f_{st}) - 2.5 C_c = 861 \text{ mm} > s = 150.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$s_2 = 300 (210 / f_{st}) = 833 \text{ mm}$$

(3) 펌프실 수직지점부(하단)

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 27.0 \text{ MPa} & \text{측면피복두께} &= 150.00 \text{ mm} \\
 f_y &= 400.0 \text{ MPa} & \text{설계모멘트} &= 370.41 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \text{단면 폭} &= 1000.0 \text{ mm} & \text{설계전단력} &= 520.13 \text{ kN} \\
 \text{단면높이} &= 1300.0 \text{ mm} & \psi_f &= 0.85 \\
 d' &= 100.0 \text{ mm} & \psi_s &= 0.75 \\
 c &= A_s \cdot f_y / (\alpha \cdot f_{ck} \cdot b) = (1324 \times 400) / (0.85 \times 0.85 \times 27 \times 1000) \\
 &= 27.1 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

압축측 콘크리트가 변형을 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \epsilon_c(d/c-1) \text{ 에서} \\
 &= 0.003 \cdot (d/c-1) = 0.003 \times (1200/27.1-1) = 0.1298 \\
 \therefore \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로} & \psi_f &= 0.85
 \end{aligned}$$

가. 휨철근량의 계산

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0.85 \\
 p_{min} &= 1.4 / f_y = 1.4 / 400 = 0.0035 \\
 p_{max} &= \frac{0.085 \cdot \beta_1 \cdot f_{ck} \cdot 600}{f_y \cdot (600 + f_y)} = 0.0209
 \end{aligned}$$

필요휨철근량 =

$$\begin{aligned}
 &\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y)^2 - 57800000 \cdot f_y^2 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot f_y} \\
 &= 913.92 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00076]
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (4/3) \text{필요량} &= 913.92 \times 4 / 3 = 1218.56 \text{ mm}^2 \\
 \text{최소철근량} &= 0.0035 \times 1000 \times 1200 = 4200.00 \text{ mm}^2 \\
 \text{최대철근량} &= 0.0209 \times 1000 \times 1200 = 25080.00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{사용철근량} &= \text{1단 철근 : } H \quad 16 @ 300 + H \quad 16 @ 300 = 1324.0 \text{ mm}^2 \quad [3 + 3 \text{ ea/m}] \\
 &\quad \text{2단 철근 : } H \quad 0 @ 0 + H \quad 0 @ 0 = 0.0 \text{ mm}^2 \quad [0 \quad 0 \text{ ea/m}]
 \end{aligned}$$

$$= 1324.00 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00110]$$

$$\text{철근량검토 : } 1218.56 < 1324.00 < 25080.00 \quad ; \quad 0.K$$

$$\phi M_n = \phi \cdot [A_s \cdot f_y \cdot (D - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot B})] = 534.998 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \phi M_n / M_u = 534.998 / 370.405 = 1.44 \quad : 0.K$$

(최소철근비에 의해 안전율 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

$$\begin{aligned}\text{콘크리트 분담 전단력} &= \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 779.423 \text{ kN} \\ \text{단면의 극한 전단력} &= \phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 3897.114 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\therefore 520.128 \leq 779.423 : \text{최소전단철근 필요}$$

$$\begin{aligned}\text{전단철근 최대 간격} &= D / 2 \text{ (} < 600\text{mm)} = 600.0 \text{ mm} \\ \text{필요 전단 철근량} &= 0.35 \cdot B \cdot s / f_y = 131.25 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{사용 전단철근 규격} &= \text{H } 13 \\ \text{간격} &= 150.0 \text{ mm} \\ \text{갯수} &= 1.67 \text{ ea} \\ \text{철근량} &= 126.7 \times 1.67 = 211.59 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\phi V_n = \phi \cdot V_c + \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot D}{s} = 1287.200 \text{ kN}$$

$$\therefore \phi V_n / V_u = 1287.2 / 520.128 = 2.47 > 0.8$$

다. 횡균열 제어 검토

주철근 응력, f_s

$$\begin{aligned}k &= -np + \sqrt{[2np + (np)^2]} \quad [\because n = E_s / E_c = 7.5 \approx 7] \\ &= -7 \times 0.00110 + \sqrt{[2 \times 0.0077 + 0.0077^2]} = 0.117 \\ j &= 1 - k / 3 = 1 - 0.12 / 3 = 0.961 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] = 180.237 \text{ MPa}\end{aligned}$$

주철근 간격

$$\begin{aligned}C_c &= d_t' - d_b/2 = 100 - 15.9 / 2 = 92 \text{ mm} \quad (\text{여기서, } d_b = 16) \\ s_1 &= 375 (210 / f_{st}) - 2.5 C_c = 207 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 (210 / f_{st}) = 350 \text{ mm} > s = 150.0 \text{ mm} \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

(4) 펌프실 수평중앙부

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 27.0 \text{ MPa} & \text{측면피복두께} &= 150.00 \text{ mm} \\
 f_y &= 400.0 \text{ MPa} & \text{설계모멘트} &= 180.26 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \text{단면 폭} &= 1000.0 \text{ mm} & \text{설계전단력} &= 210.75 \text{ kN} \\
 \text{단면높이} &= 1300.0 \text{ mm} & \psi_f &= 0.85 \\
 d' &= 80.0 \text{ mm} & \psi_s &= 0.75
 \end{aligned}$$

$$c = A_s \cdot f_y / (\alpha \cdot f_{ck} \cdot b) = (1324 \times 400) / (0.85 \times 0.85 \times 27 \times 1000) = 27.1 \text{ mm}$$

압축측 콘크리트가 변형을 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \epsilon_c(d/c-1) \text{ 에서} \\
 &= 0.003 \cdot (d/c-1) = 0.003 \times (1220/27.1-1) = 0.1321 \\
 \therefore \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로 } \psi_f = 0.85
 \end{aligned}$$

가. 휨철근량의 계산

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0.85 \\
 P_{min} &= 1.4 / f_y = 1.4 / 400 = 0.0035
 \end{aligned}$$

$$P_{max} = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_{ck} \cdot 600}{f_y \cdot (600 + f_y)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\begin{aligned}
 &\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y)^2 - 57800000 \cdot f_y^2 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot f_y} \\
 &= 435.92 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00036]
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (4/3) \text{ 필요량} &= 435.92 \times 4 / 3 = 581.23 \text{ mm}^2 \\
 \text{최소철근량} &= 0.0035 \times 1000 \times 1220 = 4270.00 \text{ mm}^2 \\
 \text{최대철근량} &= 0.0209 \times 1000 \times 1220 = 25498.00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{사용철근량} &= \text{1단 철근 : } H \quad 16 @ \quad 300 + H \quad 16 @ \quad 300 = 1324.0 \text{ mm}^2 \quad [3 + 3 \text{ ea/m}] \\
 &\quad \text{2단 철근 : } H \quad 0 @ \quad 0 + H \quad 0 @ \quad 0 = 0.0 \text{ mm}^2 \quad [0 \quad 0 \text{ ea/m}]
 \end{aligned}$$

$$= 1324.00 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00109]$$

$$\text{철근량검토 : } 581.23 < 1324.00 < 25498.00 \quad ; \quad 0.K$$

$$\psi M_n = \psi \cdot [A_s \cdot f_y \cdot (D - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot B})] = 544.001 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \psi M_n / M_u = 544.001 / 180.258 = 3.02 \quad ; \quad 0.K$$

(최소철근비에 의해 안전율 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

$$\begin{aligned}\text{콘크리트 분담 전단력} &= \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 792.413 \text{ kN} \\ \text{단면의 극한 전단력} &= \phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 3962.066 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\therefore 210.754 < 792.413 / 2 = 396.207 \quad \therefore \text{전단철근 불필요}$$

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, f_s

$$\begin{aligned}k &= -np + \sqrt{[2np + (np)^2]} \quad [\because n = E_s / E_c = 7.5 \approx 7] \\ &= -7 \times 0.00109 + \sqrt{[2 \times 0.0076 + 0.0076^2]} = 0.116 \\ j &= 1 - k / 3 = 1 - 0.12 / 3 = 0.961 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] = 86.206 \text{ MPa}\end{aligned}$$

주철근 간격

$$\begin{aligned}C_c &= d_t' - d_b / 2 = 80 - 15.9 / 2 = 72 \text{ mm} \quad (\text{여기서, } d_b = 16) \\ s_1 &= 375 (210 / f_{st}) - 2.5 C_c = 733 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 (210 / f_{st}) = 731 \text{ mm} > s = 150.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

(5) 펌프실 수평지점부

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 27.0 \text{ MPa} & \text{측면피복두께} &= 150.00 \text{ mm} \\
 f_y &= 400.0 \text{ MPa} & \text{설계모멘트} &= 375.98 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \text{단면 폭} &= 1000.0 \text{ mm} & \text{설계전단력} &= 515.75 \text{ kN} \\
 \text{단면높이} &= 1300.0 \text{ mm} & \psi_f &= 0.85 \\
 d' &= 100.0 \text{ mm} & \psi_s &= 0.75
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= A_s \cdot f_y / (\alpha \cdot f_{ck} \cdot b) = (1324 \times 400) / (0.85 \times 0.85 \times 27 \times 1000) \\
 &= 27.1 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \epsilon_c(d/c-1) \text{ 에서} \\
 &= 0.003 \cdot (d/c-1) = 0.003 \times (1200/27.1-1) = 0.1298 \\
 \therefore \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로} & \psi_f &= 0.85
 \end{aligned}$$

가. 휨철근량의 계산

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0.85 \\
 p_{min} &= 1.4 / f_y = 1.4 / 400 = 0.0035
 \end{aligned}$$

$$p_{max} = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_{ck} \cdot 600}{f_y \cdot (600 + f_y)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\begin{aligned}
 &\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y)^2 - 57800000 \cdot f_y^2 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot f_y} \\
 &= 927.78 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00077]
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (4/3) \text{ 필요량} &= 927.78 \times 4 / 3 = 1237.04 \text{ mm}^2 \\
 \text{최소철근량} &= 0.0035 \times 1000 \times 1200 = 4200.00 \text{ mm}^2 \\
 \text{최대철근량} &= 0.0209 \times 1000 \times 1200 = 25080.00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{사용철근량} &= \text{1단 철근 : } H \quad 16 @ 300 + H \quad 16 @ 300 = 1324.0 \text{ mm}^2 \quad [3 + 3 \text{ ea/m}] \\
 &\quad \text{2단 철근 : } H \quad 0 @ 0 + H \quad 0 @ 0 = 0.0 \text{ mm}^2 \quad [0 \quad 0 \text{ ea/m}]
 \end{aligned}$$

$$= 1324.00 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00110]$$

$$\text{철근량검토 : } 1237.04 < 1324.00 < 25080.00 : 0.K$$

$$\psi M_n = \psi \cdot [A_s \cdot f_y \cdot (D - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot B})] = 534.998 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \psi M_n / M_u = 534.998 / 375.984 = 1.42 : 0.K$$

(최소철근비에 의해 안전율 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

$$\begin{aligned}\text{콘크리트 분담 전단력} &= \psi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 779.423 \text{ kN} \\ \text{단면의 극한 전단력} &= \psi \cdot (1/6 + 2/3) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 3897.114 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\therefore 515.749 \leq 779.423 : \text{최소전단철근 필요}$$

$$\begin{aligned}\text{전단철근 최대 간격} &= D / 2 \text{ (} < 600\text{mm)} = 600.0 \text{ mm} \\ \text{필요 전단 철근량} &= 0.35 \cdot B \cdot s / f_y = 131.25 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{사용 전단철근 규격} &= \text{H } 13 \\ \text{간격} &= 150.0 \text{ mm} \\ \text{갯수} &= 1.67 \text{ ea} \\ \text{철근량} &= 126.7 \times 1.67 = 211.59 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\psi V_n = \psi \cdot V_c + \frac{\psi \cdot A_v \cdot f_y \cdot D}{s} = 1287.200 \text{ kN}$$

$$\therefore \psi V_n / V_u = 1287.2 / 515.749 = 2.5 : 0.K$$

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, f_s

$$\begin{aligned}k &= -np + \sqrt{[2np + (np)^2]} \quad [\because n = E_s / E_c = 7.5 \approx 7] \\ &= -7 \times 0.00110 + \sqrt{[2 \times 0.0077 + 0.0077^2]} = 0.117 \\ j &= 1 - k / 3 = 1 - 0 / 3 = 0.961 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] = 182.811 \text{ MPa}\end{aligned}$$

주철근 간격

$$\begin{aligned}C_c &= d_t' - d_b / 2 = 100 - 15.9 / 2 = 92 \text{ mm} \quad (\text{여기서, } d_b = 16) \\ s_1 &= 375 (210 / f_{st}) - 2.5 C_c = 201 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 (210 / f_{st}) = 345 \text{ mm} > s = 150.0 \text{ mm} \therefore 0.K\end{aligned}$$

(6)집수조 우측 수직지점부(상단)

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 27.0 \text{ MPa} & \text{측면피복두께} &= 150.00 \text{ mm} \\
 f_y &= 400.0 \text{ MPa} & \text{설계모멘트} &= 1104.23 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \text{단면폭} &= 1000.0 \text{ mm} & \text{설계전단력} &= 1018.81 \text{ kN} \\
 \text{단면높이} &= 1466.7 \text{ mm} & \psi_f &= 0.85 \\
 d' &= 100.0 \text{ mm} & \psi_s &= 0.75 \\
 c &= A_s \cdot f_y / (\alpha \cdot f_{ck} \cdot b) = (4282.666666667 \times 400) / (0.85 \times 0.85 \times 27 \times 1000) \\
 &= 87.8 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \epsilon_c(d/c-1) \text{ 에서} \\
 &= 0.003 \cdot (d/c-1) = 0.003 \times (1366.67/87.8-1) = 0.0437 \\
 \therefore \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로 } \psi_f = 0.85
 \end{aligned}$$

가. 휨철근량의 계산

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0.85 \\
 p_{min} &= 1.4 / f_y = 1.4 / 400 = 0.0035 \\
 p_{max} &= \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_{ck} \cdot 600}{f_y \cdot (600 + f_y)} = 0.0209
 \end{aligned}$$

필요휨철근량 =

$$\begin{aligned}
 &\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y)^2 - 57800000 \cdot f_y^2 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot f_y} \\
 &= 2413.54 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00157]
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (4/3)\text{필요량} &= 2413.54 \times 4 / 3 = 3218.05 \text{ mm}^2 \\
 \text{최소철근량} &= 0.0035 \times 1000 \times 1366.67 = 4783.35 \text{ mm}^2 \\
 \text{최대철근량} &= 0.0209 \times 1000 \times 1366.67 = 28563.40 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{사용철근량} &= \text{1단 철근 : } H \quad 29 @ 300 + H \quad 29 @ 300 = 4282.7 \text{ mm}^2 \quad [3 + 3 \text{ ea/m}] \\
 &\quad \text{2단 철근 : } H \quad 0 @ 0 + H \quad 0 @ 0 = 0.0 \text{ mm}^2 \quad [0 \quad 0 \text{ ea/m}]
 \end{aligned}$$

$$= 4282.67 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00313]$$

$$\text{철근량검토 : } 3218.05 < 4282.67 < 28563.40 \quad ; \quad 0.K$$

$$\psi M_n = \psi \cdot [A_s \cdot f_y \cdot (D - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot B})] = 1935.673 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \psi M_n / M_u = 1935.673 / 1104.234 = 1.75 \quad ; \quad 0.K$$

(최소철근비에 의해 안전율 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

$$\begin{aligned}\text{콘크리트 분담 전단력} &= \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 779.423 \text{ kN} \\ \text{단면의 극한 전단력} &= \phi \cdot (1/6 + 2/3) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 3897.114 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\therefore 1018.808 > 779.423 : \text{전단철근 필요}$$

$$\begin{aligned}V_s &= 1018.808 - 779.423 = 239.385 \text{ Kn} \\ 1/3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D &= 1/3 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1200 = 2078.461 \text{ Kn} \\ \text{전단철근 최대 간격} &= D / 2 \text{ (} < 600\text{mm)} = 600.0 \text{ mm} \\ \text{필요 전단 철근량} &= V_s \cdot s / (0.75 \cdot f_y \cdot D) = 99.74 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{사용 전단철근 규격} &= \text{H } 13 \\ \text{간격} &= 150.0 \text{ mm} \\ \text{갯수} &= 1.67 \text{ ea} \\ \text{철근량} &= 126.7 \times 1.67 = 211.59 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\phi V_n = \phi \cdot V_c + \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot D}{s} = 1287.200 \text{ kN}$$

$$\therefore \phi V_n / V_u = 1287.2 / 1018.808 = 1.26 : \text{O.K}$$

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, f_s

$$\begin{aligned}k &= -n\rho + \sqrt{[2n\rho + (n\rho)^2]} \quad [\because n = E_s / E_c = 7.5 \approx 7] \\ &= -7 \times 0.00313 + \sqrt{[2 \times 0.0219 + 0.0219^2]} = 0.188 \\ j &= 1 - k / 3 = 1 - 0.19 / 3 = 0.937 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] = 150.089 \text{ MPa}\end{aligned}$$

주철근 간격

$$\begin{aligned}C_c &= d_t' - d_b/2 = 100 - 28.6 / 2 = 86 \text{ mm} \quad (\text{여기서, } d_b = 29) \\ s_1 &= 375 (210 / f_{st}) - 2.5 C_c = 310 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 (210 / f_{st}) = 420 \text{ mm} > s = 150.0 \text{ mm} \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(7)집수조 우측 수직중양부

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 27.0 \text{ MPa} & \text{측면피복두께} &= 150.00 \text{ mm} \\ f_y &= 400.0 \text{ MPa} & \text{설계모멘트} &= 572.54 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \text{단면폭} &= 1000.0 \text{ mm} & \text{설계전단력} &= 450.63 \text{ kN} \\ \text{단면높이} &= 1300.0 \text{ mm} & \psi_f &= 0.85 \\ d' &= 80.0 \text{ mm} & \psi_s &= 0.75 \end{aligned}$$

$$c = A_s \cdot f_y / (\alpha \cdot f_{ck} \cdot b) = (1910 \times 400) / (0.85 \times 0.85 \times 27 \times 1000) = 39.2 \text{ mm}$$

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \epsilon_c(d/c-1) \text{ 에서} \\ &= 0.003 \cdot (d/c-1) = 0.003 \times (1220/39.2-1) = 0.0904 \\ \therefore \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로} & \psi_f &= 0.85 \end{aligned}$$

가. 휨철근량의 계산

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0.85 \\ p_{min} &= 1.4 / f_y = 1.4 / 400 = 0.0035 \end{aligned}$$

$$p_{max} = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_{ck} \cdot 600}{f_y \cdot (600 + f_y)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\begin{aligned} & \frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y)^2 - 57800000 \cdot f_y^2 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot f_y} \\ &= 1394.17 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00114] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (4/3)\text{필요량} &= 1394.17 \times 4 / 3 = 1858.89 \text{ mm}^2 \\ \text{최소철근량} &= 0.0035 \times 1000 \times 1220 = 4270.00 \text{ mm}^2 \\ \text{최대철근량} &= 0.0209 \times 1000 \times 1220 = 25498.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= \text{1단 철근 : } H \quad 19 @ 300 + H \quad 19 @ 300 = 1910.0 \text{ mm}^2 \quad [3 + 3 \text{ ea/m}] \\ &\quad \text{2단 철근 : } H \quad 0 @ 0 + H \quad 0 @ 0 = 0.0 \text{ mm}^2 \quad [0 \quad 0 \text{ ea/m}] \end{aligned}$$

$$= 1910.00 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00157]$$

$$\text{철근량검토 : } 1858.89 < 1910.00 < 25498.00 \quad ; \quad 0.K$$

$$\psi M_n = \psi \cdot [A_s \cdot f_y \cdot (D - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot B})] = 781.459 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \psi M_n / M_u = 781.459 / 572.541 = 1.36 : 0.K$$

(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

$$\begin{aligned}\text{콘크리트 분담 전단력} &= \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 792.413 \text{ kN} \\ \text{단면의 극한 전단력} &= \phi \cdot (1/6 + 2/3) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 3962.066 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\therefore 450.63 \leq 792.413 : \text{최소전단철근 필요}$$

$$\begin{aligned}\text{전단철근 최대 간격} &= D / 2 \text{ (} < 600\text{mm)} = 600.0 \text{ mm} \\ \text{필요 전단 철근량} &= 0.35 \cdot B \cdot s / f_y = 131.25 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{사용 전단철근 규격} &= \text{H } 13 \\ \text{간격} &= 150.0 \text{ mm} \\ \text{갯수} &= 1.7 \text{ ea} \\ \text{철근량} &= 126.7 \times 1.67 = 211.59 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\phi V_n = \phi \cdot V_c + \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot D}{s} = 1308.700 \text{ kN}$$

$$\therefore \phi V_n / V_u = 1308.7 / 450.63 = 2.9 > 0.8$$

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, f_s

$$\begin{aligned}k &= -np + \sqrt{[2np + (np)^2]} \quad [\because n = E_s / E_c = 7.5 \approx 7] \\ &= -7 \times 0.00157 + \sqrt{[2 \times 0.011 + 0.011^2]} = 0.138 \\ j &= 1 - k / 3 = 1 - 0.14 / 3 = 0.954 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] = 192.040 \text{ MPa}\end{aligned}$$

주철근 간격

$$\begin{aligned}C_c &= d_t' - d_b/2 = 80 - 19.1 / 2 = 70 \text{ mm} \quad (\text{여기서, } d_b = 19) \\ s_1 &= 375 (210 / f_{st}) - 2.5 C_c = 234 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 (210 / f_{st}) = 328 \text{ mm} > s = 150.0 \text{ mm} \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

(8)집수조 우측 수직지점부(하단)

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 27.0 \text{ MPa} & \text{측면피복두께} &= 150.00 \text{ mm} \\
 f_y &= 400.0 \text{ MPa} & \text{설계모멘트} &= 1165.35 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \text{단면 폭} &= 1000.0 \text{ mm} & \text{설계전단력} &= 1135.21 \text{ kN} \\
 \text{단면높이} &= 1466.7 \text{ mm} & \psi_f &= 0.85 \\
 d' &= 100.0 \text{ mm} & \psi_s &= 0.75 \\
 c &= A_s \cdot f_y / (\alpha \cdot f_{ck} \cdot b) = (4282.666666667 \times 400) / (0.85 \times 0.85 \times 27 \times 1000) \\
 &= 87.8 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \epsilon_c(d/c-1) \text{ 에서} \\
 &= 0.003 \cdot (d/c-1) = 0.003 \times (1366.67/87.8-1) = 0.0437 \\
 \therefore \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로} & \psi_f &= 0.85
 \end{aligned}$$

가. 휨철근량의 계산

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0.85 \\
 p_{min} &= 1.4 / f_y = 1.4 / 400 = 0.0035 \\
 p_{max} &= \frac{0.0085 \cdot \beta_1 \cdot f_{ck} \cdot 600}{f_y \cdot (600 + f_y)} = 0.0209
 \end{aligned}$$

필요휨철근량 =

$$\begin{aligned}
 &\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y)^2 - 57800000 \cdot f_y^2 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot f_y} \\
 &= 2549.37 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00166]
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (4/3)\text{필요량} &= 2549.37 \times 4 / 3 = 3399.16 \text{ mm}^2 \\
 \text{최소철근량} &= 0.0035 \times 1000 \times 1366.67 = 4783.35 \text{ mm}^2 \\
 \text{최대철근량} &= 0.0209 \times 1000 \times 1366.67 = 28563.40 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{사용철근량} &= \text{1단 철근 : } H \quad 29 @ 300 + H \quad 29 @ 300 = 4282.7 \text{ mm}^2 \quad [3 + 3 \text{ ea/m}] \\
 &\quad \text{2단 철근 : } H \quad 0 @ 0 + H \quad 0 @ 0 = 0.0 \text{ mm}^2 \quad [0 \quad 0 \text{ ea/m}]
 \end{aligned}$$

$$= 4282.67 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00313]$$

$$\text{철근량검토 : } 3399.16 < 4282.67 < 28563.40 \quad ; \quad 0.K$$

$$\psi M_n = \psi \cdot [A_s \cdot f_y \cdot (D - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot B})] = 1935.673 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \psi M_n / M_u = 1935.673 / 1165.354 = 1.66 > 0.K$$

(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

$$\begin{aligned}\text{콘크리트 분담 전단력} &= \psi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 779.423 \text{ kN} \\ \text{단면의 극한 전단력} &= \psi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 3897.114 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\therefore 1135.212 > 779.423 : \text{전단철근 필요}$$

$$\begin{aligned}V_s &= 1135.212 - 779.423 = 355.789 \text{ Kn} \\ 1/3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D &= 1/3 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1200 = 2078.461 \text{ Kn} \\ \text{전단철근 최대 간격} &= D / 2 \text{ (} < 600\text{mm)} = 600.0 \text{ mm} \\ \text{필요 전단 철근량} &= V_s \cdot s / (0.75 \cdot f_y \cdot D) = 148.25 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{사용 전단철근 규격} &= \text{H } 13 \\ \text{간격} &= 150.0 \text{ mm} \\ \text{갯수} &= 1.67 \text{ ea} \\ \text{철근량} &= 126.7 \times 1.67 = 211.59 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\phi V_n = \phi \cdot V_c + \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot D}{s} = 1287.200 \text{ kN}$$

$$\therefore \phi V_n / V_u = 1287.2 / 1135.212 = 1.13 : 0.K$$

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, f_s

$$\begin{aligned}k &= -np + \sqrt{[2np + (np)^2]} \quad [\because n = E_s / E_c = 7.5 \approx 7] \\ &= -7 \times 0.00313 + \sqrt{[2 \times 0.0219 + 0.0219^2]} = 0.188 \\ j &= 1 - k / 3 = 1 - 0.19 / 3 = 0.937 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] = 158.483 \text{ MPa}\end{aligned}$$

주철근 간격

$$\begin{aligned}C_c &= d_t' - d_b / 2 = 100 - 28.6 / 2 = 86 \text{ mm} \quad (\text{여기서, } d_b = 29) \\ s_1 &= 375 (210 / f_{st}) - 2.5 C_c = 283 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 (210 / f_{st}) = 398 \text{ mm} > s = 150.0 \text{ mm} \therefore 0.K\end{aligned}$$

(9)집수조 우측 수평중량부

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 27.0 \text{ MPa} & \text{측면피복두께} &= 150.00 \text{ mm} \\
 f_y &= 400.0 \text{ MPa} & \text{설계모멘트} &= 212.91 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \text{단면 폭} &= 1000.0 \text{ mm} & \text{설계전단력} &= 210.90 \text{ kN} \\
 \text{단면높이} &= 1300.0 \text{ mm} & \phi_f &= 0.85 \\
 d' &= 80.0 \text{ mm} & \phi_s &= 0.75
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= A_s \cdot f_y / (\alpha \cdot f_{ck} \cdot b) = (1324 \times 400) / (0.85 \times 0.85 \times 27 \times 1000) \\
 &= 27.1 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

압축측 콘크리트가 변형을 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \epsilon_c(d/c-1) \text{ 에서} \\
 &= 0.003 \cdot (d/c-1) = 0.003 \times (1220/27.1-1) = 0.1321 \\
 \therefore \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로 } \phi_f = 0.85
 \end{aligned}$$

가. 휨철근량의 계산

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0.85 \\
 p_{min} &= 1.4 / f_y = 1.4 / 400 = 0.0035
 \end{aligned}$$

$$p_{max} = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_{ck} \cdot 600}{f_y \cdot (600 + f_y)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\begin{aligned}
 &\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y)^2 - 57800000 \cdot f_y^2 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot f_y} \\
 &= 515.18 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00042]
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (4/3)\text{필요량} &= 515.18 \times 4 / 3 = 686.91 \text{ mm}^2 \\
 \text{최소철근량} &= 0.0035 \times 1000 \times 1220 = 4270.00 \text{ mm}^2 \\
 \text{최대철근량} &= 0.0209 \times 1000 \times 1220 = 25498.00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{사용철근량} &= \text{1단 철근 : } H \quad 16 @ 300 + H \quad 16 @ 300 = 1324.0 \text{ mm}^2 \quad [3 + 3 \text{ ea/m}] \\
 &\quad \text{2단 철근 : } H \quad 0 @ 0 + H \quad 0 @ 0 = 0.0 \text{ mm}^2 \quad [0 \quad 0 \text{ ea/m}]
 \end{aligned}$$

$$= 1324.00 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00109]$$

$$\text{철근량검토 : } 686.91 < 1324.00 < 25498.00 \quad ; \quad 0.K$$

$$\phi M_n = \phi \cdot [A_s \cdot f_y \cdot (D - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot B})] = 544.001 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \phi M_n / M_u = 544.001 / 212.91 = 2.56 \quad ; \quad 0.K$$

(최소철근비에 의해 안전율 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

$$\begin{aligned}\text{콘크리트 분담 전단력} &= \psi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 792.413 \text{ kN} \\ \text{단면의 극한 전단력} &= \psi \cdot (1/6 + 2/3) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 3962.066 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\therefore 210.901 < 792.413 / 2 = 396.207 \quad : \text{전단철근 불필요}$$

다. 횡균열 제어 검토

주철근 응력, f_s

$$\begin{aligned}k &= -np + \sqrt{[2np + (np)^2]} \quad [\because n = E_s / E_c = 7.5 \approx 7] \\ &= -7 \times 0.00109 + \sqrt{[2 \times 0.0076 + 0.0076^2]} = 0.116 \\ j &= 1 - k / 3 = 1 - 0.12 / 3 = 0.961 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] = 102.271 \text{ MPa}\end{aligned}$$

주철근 간격

$$\begin{aligned}C_c &= d_1' - d_b / 2 = 80 - 15.9 / 2 = 72 \text{ mm} \quad (\text{여기서, } d_b = 16) \\ s_1 &= 375 (210 / f_{st}) - 2.5 C_c = 590 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 (210 / f_{st}) = 616 \text{ mm} \quad > \quad s = 150.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

(10)집수조 우측 수평지점부

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 27.0 \text{ MPa} & \text{측면피복두께} &= 150.00 \text{ mm} \\ f_y &= 400.0 \text{ MPa} & \text{설계모멘트} &= 723.01 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \text{단면폭} &= 1000.0 \text{ mm} & \text{설계전단력} &= 821.49 \text{ kN} \\ \text{단면높이} &= 1300.0 \text{ mm} & \psi_f &= 0.85 \\ d' &= 100.0 \text{ mm} & \psi_s &= 0.75 \end{aligned}$$

$$c = A_s \cdot f_y / (\alpha \cdot f_{ck} \cdot b) = (2580.6666666667 \times 400) / (0.85 \times 0.85 \times 27 \times 1000) = 52.9 \text{ mm}$$

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \epsilon_c(d/c-1) \text{ 에서} \\ &= 0.003 \cdot (d/c-1) = 0.003 \times (1200/52.9-1) = 0.0651 \\ \therefore \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로 } \psi_f = 0.85 \end{aligned}$$

가. 휨철근량의 계산

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0.85 \\ p_{min} &= 1.4 / f_y = 1.4 / 400 = 0.0035 \end{aligned}$$

$$p_{max} = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_{ck} \cdot 600}{f_y \cdot (600 + f_y)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\begin{aligned} &1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y \cdot \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y)^2 - 57800000 \cdot f_y^2 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot M]} \\ &\quad \quad \quad 1.7 \cdot f_y \\ &= 1795.48 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00150] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (4/3)\text{필요량} &= 1795.48 \times 4 / 3 = 2393.97 \text{ mm}^2 \\ \text{최소철근량} &= 0.0035 \times 1000 \times 1200 = 4200.00 \text{ mm}^2 \\ \text{최대철근량} &= 0.0209 \times 1000 \times 1200 = 25080.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= \text{1단 철근 : } H \quad 22 @ 300 + H \quad 22 @ 300 = 2580.7 \text{ mm}^2 \quad [3 + 3 \text{ ea/m}] \\ &\quad \text{2단 철근 : } H \quad 0 @ 0 + H \quad 0 @ 0 = 0.0 \text{ mm}^2 \quad [0 \quad 0 \text{ ea/m}] \end{aligned}$$

$$= 2580.67 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00215]$$

$$\text{철근량검토 : } 2393.97 < 2580.67 < 25080.00 \quad ; \quad 0.K$$

$$\psi M_n = \psi \cdot [A_s \cdot f_y \cdot (D - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot B})] = 1033.179 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \psi M_n / M_u = 1033.179 / 723.005 = 1.43 : 0.K$$

(최소철근비에 의해 안전율 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

$$\begin{aligned}\text{콘크리트 분담 전단력} &= \psi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 779.423 \text{ kN} \\ \text{단면의 극한 전단력} &= \psi \cdot (1/6 + 2/3) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 3897.114 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\therefore 821.485 > 779.423 : \text{전단철근 필요}$$

$$\begin{aligned}V_s &= 821.485 - 779.423 = 42.062 \text{ Kn} \\ 1/3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D &= 1/3 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1200 = 2078.461 \text{ Kn} \\ \text{전단철근 최대 간격} &= D / 2 \text{ (} < 600\text{mm)} = 600.0 \text{ mm} \\ \text{필요 전단 철근량} &= V_s \cdot s / (0.75 \cdot f_y \cdot D) = 35.05 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{사용 전단철근 규격} &= \text{H } 13 \\ \text{간격} &= 300.0 \text{ mm} \\ \text{갯수} &= 1.67 \text{ ea} \\ \text{철근량} &= 126.7 \times 1.67 = 211.59 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\phi V_n = \phi \cdot V_c + \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot D}{s} = 1033.300 \text{ kN}$$

$$\therefore \phi V_n / V_u = 1033.3 / 821.485 = 1.26 : \text{O.K}$$

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, f_s

$$\begin{aligned}k &= -np + \sqrt{[2np + (np)^2]} \quad [\because n = E_s / E_c = 7.5 \approx 7] \\ &= -7 \times 0.00215 + \sqrt{[2 \times 0.0151 + 0.0151^2]} = 0.159 \\ j &= 1 - k / 3 = 1 - 0.16 / 3 = 0.947 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] = 183.825 \text{ MPa}\end{aligned}$$

주철근 간격

$$\begin{aligned}C_c &= d_t' - d_b / 2 = 100 - 22.2 / 2 = 89 \text{ mm} \quad (\text{여기서, } d_b = 22) \\ s_1 &= 375 (210 / f_{st}) - 2.5 C_c = 206 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 (210 / f_{st}) = 343 \text{ mm} > s = 150.0 \text{ mm} \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(11)집수조 좌측 수직지점부(상단)

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 27.0 \text{ MPa} & \text{측면피복두께} &= 150.00 \text{ mm} \\
 f_y &= 400.0 \text{ MPa} & \text{설계모멘트} &= 1104.23 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \text{단면 폭} &= 1000.0 \text{ mm} & \text{설계전단력} &= 1018.81 \text{ kN} \\
 \text{단면높이} &= 1466.7 \text{ mm} & \phi_f &= 0.85 \\
 d' &= 100.0 \text{ mm} & \phi_s &= 0.75 \\
 c &= A_s \cdot f_y / (\alpha \cdot f_{ck} \cdot b) = (4282.6666666667 \times 400) / (0.85 \times 0.85 \times 27 \times 1000) \\
 &= 87.8 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

압축측 콘크리트가 변형을 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \epsilon_c(d/c-1) \text{ 에서} \\
 &= 0.003 \cdot (d/c-1) = 0.003 \times (1366.67/87.8-1) = 0.0437 \\
 \therefore \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로 } \phi_f = 0.85
 \end{aligned}$$

가. 휨철근량의 계산

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0.85 \\
 p_{min} &= 1.4 / f_y = 1.4 / 400 = 0.0035
 \end{aligned}$$

$$p_{max} = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_{ck} \cdot 600}{f_y \cdot (600 + f_y)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\begin{aligned}
 &\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y)^2 - 57800000 \cdot f_y^2 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot f_y} \\
 &= 2413.54 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00157]
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (4/3)\text{필요량} &= 2413.54 \times 4 / 3 = 3218.05 \text{ mm}^2 \\
 \text{최소철근량} &= 0.0035 \times 1000 \times 1366.67 = 4783.35 \text{ mm}^2 \\
 \text{최대철근량} &= 0.0209 \times 1000 \times 1366.67 = 28563.40 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{사용철근량} &= \text{1단 철근 : } H \quad 29 @ 300 + H \quad 29 @ 300 = 4282.7 \text{ mm}^2 \quad [3 + 3 \text{ ea/m}] \\
 &\quad \text{2단 철근 : } H \quad 0 @ 0 + H \quad 0 @ 0 = 0.0 \text{ mm}^2 \quad [0 \quad 0 \text{ ea/m}]
 \end{aligned}$$

$$= 4282.67 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00313]$$

$$\text{철근량검토 : } 3218.05 < 4282.67 < 28563.40 \quad ; \quad 0.K$$

$$\phi M_n = \phi \cdot [A_s \cdot f_y \cdot (D - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot B})] = 1935.673 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \phi M_n / M_u = 1935.673 / 1104.234 = 1.75 \quad : 0.K$$

(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

$$\begin{aligned}\text{콘크리트 분담 전단력} &= \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 779.423 \text{ kN} \\ \text{단면의 극한 전단력} &= \phi \cdot (1/6 + 2/3) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 3897.114 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\therefore 1018.809 > 779.423 : \text{전단철근 필요}$$

$$\begin{aligned}V_s &= 1018.809 - 779.423 = 239.386 \text{ Kn} \\ 1/3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D &= 1/3 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1200 = 2078.461 \text{ Kn} \\ \text{전단철근 최대 간격} &= D / 2 \text{ (} < 600\text{mm)} = 600.0 \text{ mm} \\ \text{필요 전단 철근량} &= V_s \cdot s / (0.75 \cdot f_y \cdot D) = 99.74 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{사용 전단철근 규격} &= \text{H } 13 \\ \text{간격} &= 150.0 \text{ mm} \\ \text{갯수} &= 1.67 \text{ ea} \\ \text{철근량} &= 126.7 \times 1.67 = 211.59 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\phi V_n = \phi \cdot V_c + \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot D}{s} = 1287.200 \text{ kN}$$

$$\therefore \phi V_n / V_u = 1287.2 / 1018.809 = 1.26 : \text{O.K}$$

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, f_s

$$\begin{aligned}k &= -np + \sqrt{[2np + (np)^2]} \quad [\because n = E_s / E_c = 7.5 \approx 7] \\ &= -7 \times 0.00313 + \sqrt{[2 \times 0.0219 + 0.0219^2]} = 0.188 \\ j &= 1 - k / 3 = 1 - 0.19 / 3 = 0.937 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] = 150.089 \text{ MPa}\end{aligned}$$

주철근 간격

$$\begin{aligned}C_c &= d_t - d_b / 2 = 100 - 28.6 / 2 = 86 \text{ mm} \quad (\text{여기서, } d_b = 29) \\ s_1 &= 375 (210 / f_{st}) - 2.5 C_c = 310 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 (210 / f_{st}) = 420 \text{ mm} > s = 150.0 \text{ mm} \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(12)집수조 좌측 수직중앙부

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 27.0 \text{ MPa} & \text{측면파복두께} &= 150.00 \text{ mm} \\
 f_y &= 400.0 \text{ MPa} & \text{설계모멘트} &= 572.55 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \text{단면폭} &= 1000.0 \text{ mm} & \text{설계전단력} &= 569.77 \text{ kN} \\
 \text{단면높이} &= 1300.0 \text{ mm} & \psi_f &= 0.85 \\
 d' &= 80.0 \text{ mm} & \psi_s &= 0.75
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= A_s \cdot f_y / (\alpha \cdot f_{ck} \cdot b) = (1910 \times 400) / (0.85 \times 0.85 \times 27 \times 1000) \\
 &= 39.2 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

압축측 콘크리트가 변형을 0.003에 도달할 형모멘트의 계산

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \epsilon_c(d/c-1) \text{ 에서} \\
 &= 0.003 \cdot (d/c-1) = 0.003 \times (1220/39.2-1) = 0.0904 \\
 \therefore \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로} & \psi_f &= 0.85
 \end{aligned}$$

가. 휨철근량의 계산

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0.85 \\
 p_{min} &= 1.4 / f_y = 1.4 / 400 = 0.0035
 \end{aligned}$$

$$p_{max} = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_{ck} \cdot 600}{f_y \cdot (600 + f_y)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\begin{aligned}
 &\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y \cdot \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y)^2 - 57800000 \cdot f_y^2 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot f_y} \\
 &= 1394.20 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00114]
 \end{aligned}$$

$$(4/3) \text{ 필요량} = 1394.2 \times 4 / 3 = 1858.93 \text{ mm}^2$$

$$\text{최소철근량} = 0.0035 \times 1000 \times 1220 = 4270.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{최대철근량} = 0.0209 \times 1000 \times 1220 = 25498.00 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{사용철근량} &= 1\text{단 철근} : H \quad 19 @ 300 + H \quad 19 @ 300 = 1910.0 \text{ mm}^2 \quad [3 + 3 \text{ ea/m}] \\
 &\quad 2\text{단 철근} : H \quad 0 @ 0 + H \quad 0 @ 0 = 0.0 \text{ mm}^2 \quad [0 \quad 0 \text{ ea/m}]
 \end{aligned}$$

$$= 1910.00 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00157]$$

$$\text{철근량검토} : 1858.93 < 1910.00 < 25498.00 \quad ; \quad 0.K$$

$$\psi M_n = \psi \cdot [A_s \cdot f_y \cdot (D - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot B})] = 781.459 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \psi M_n / M_u = 781.459 / 572.554 = 1.36 \quad ; \quad 0.K$$

(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

$$\begin{aligned}\text{콘크리트 분담 전단력} &= \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 792.413 \text{ kN} \\ \text{단면의 극한 전단력} &= \phi \cdot (1/6 + 2/3) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 3962.066 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\therefore 569.773 \leq 792.413 : \text{최소전단철근 필요}$$

$$\begin{aligned}\text{전단철근 최대 간격} &= D / 2 \text{ (} < 600\text{mm)} = 600.0 \text{ mm} \\ \text{필요 전단 철근량} &= 0.35 \cdot B \cdot s / f_y = 131.25 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{사용 전단철근 규격} &= \text{H } 13 \\ \text{간격} &= 150.0 \text{ mm} \\ \text{갯수} &= 1.67 \text{ ea} \\ \text{철근량} &= 126.7 \times 1.67 = 211.59 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\phi V_n = \phi \cdot V_c + \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot D}{s} = 1308.700 \text{ kN}$$

$$\therefore \phi V_n / V_u = 1308.7 / 569.773 = 2.3 \therefore \text{O.K.}$$

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, f_s

$$\begin{aligned}k &= -np + \sqrt{[2np + (np)^2]} \quad [\because n = E_s / E_c = 7.5 \approx 7] \\ &= -7 \times 0.00157 + \sqrt{[2 \times 0.011 + 0.011^2]} = 0.138 \\ j &= 1 - k / 3 = 1 - 0.14 / 3 = 0.954 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] = 192.044 \text{ MPa}\end{aligned}$$

주철근 간격

$$\begin{aligned}C_c &= d_t' - d_b / 2 = 80 - 19.1 / 2 = 70 \text{ mm} \quad (\text{여기서, } d_b = 19) \\ s_1 &= 375 (210 / f_{st}) - 2.5 C_c = 234 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 (210 / f_{st}) = 328 \text{ mm} > s = 150.0 \text{ mm} \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

(13)집수조 좌측 수직지점부(하단)

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 27.0 \text{ MPa} & \text{측면피복두께} &= 150.00 \text{ mm} \\ f_y &= 400.0 \text{ MPa} & \text{설계모멘트} &= 1165.35 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \text{단면폭} &= 1000.0 \text{ mm} & \text{설계전단력} &= 1135.21 \text{ kN} \\ \text{단면높이} &= 1466.7 \text{ mm} & \phi_f &= 0.85 \\ d' &= 100.0 \text{ mm} & \phi_s &= 0.75 \end{aligned}$$

$$c = A_s \cdot f_y / (\alpha \cdot f_{ck} \cdot b) = (4282.6666666667 \times 400) / (0.85 \times 0.85 \times 27 \times 1000) = 87.8 \text{ mm}$$

압축측 콘크리트가 변형을 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \epsilon_c(d/c-1) \text{ 에서} \\ &= 0.003 \cdot (d/c-1) = 0.003 \times (1366.67/87.8-1) = 0.0437 \\ \therefore \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로 } \phi_f &= 0.85 \end{aligned}$$

가. 휨철근량의 계산

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0.85 \\ p_{min} &= 1.4 / f_y = 1.4 / 400 = 0.0035 \end{aligned}$$

$$p_{max} = \frac{0.0085 \cdot \beta_1 \cdot f_{ck} \cdot 600}{f_y \cdot (600 + f_y)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\begin{aligned} & \frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y)^2 - 57800000 \cdot f_y^2 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot f_y} \\ &= 2549.37 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00166] \end{aligned}$$

$$(4/3) \text{필요량} = 2549.37 \times 4 / 3 = 3399.16 \text{ mm}^2$$

$$\text{최소철근량} = 0.0035 \times 1000 \times 1366.67 = 4783.35 \text{ mm}^2$$

$$\text{최대철근량} = 0.0209 \times 1000 \times 1366.67 = 28563.40 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= 1\text{단 철근} : H \quad 29 @ 300 + H \quad 29 @ 300 = 4282.7 \text{ mm}^2 \quad [3 + 3 \text{ ea/m}] \\ & \quad 2\text{단 철근} : H \quad 0 @ 0 + H \quad 0 @ 0 = 0.0 \text{ mm}^2 \quad [0 \quad 0 \text{ ea/m}] \end{aligned}$$

$$= 4282.67 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00313]$$

$$\text{철근량검토} : 3399.16 < 4282.67 < 28563.40 : \text{O.K.}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot [A_s \cdot f_y \cdot (D - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot B})] = 1935.673 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \phi M_n / M_u = 1935.673 / 1165.354 = 1.66 : \text{O.K.}$$

(최소철근비에 의해 안전율 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

$$\begin{aligned}\text{콘크리트 분담 전단력} &= \psi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 779.423 \text{ kN} \\ \text{단면의 극한 전단력} &= \psi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 3897.114 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\therefore 1135.212 > 779.423 : \text{전단철근 필요}$$

$$\begin{aligned}V_s &= 1135.212 - 779.423 = 355.789 \text{ Kn} \\ 1/3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D &= 1/3 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1200 = 2078.461 \text{ Kn} \\ \text{전단철근 최대 간격} &= D / 2 \text{ (} < 600\text{mm)} = 600.0 \text{ mm} \\ \text{필요 전단 철근량} &= V_s \cdot s / (0.75 \cdot f_y \cdot D) = 148.25 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{사용 전단철근 규격} &= \text{H } 13 \\ \text{간격} &= 150.0 \text{ mm} \\ \text{갯수} &= 1.67 \text{ ea} \\ \text{철근량} &= 126.7 \times 1.67 = 211.59 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\psi V_n = \psi \cdot V_c + \frac{\psi \cdot A_v \cdot f_y \cdot D}{s} = 1287.200 \text{ kN}$$

$$\therefore \psi V_n / V_u = 1287.2 / 1135.212 = 1.13 : \text{O.K}$$

다. 횡균열 제어 검토

주철근 응력, f_s

$$\begin{aligned}k &= -np + \sqrt{[2np + (np)^2]} \quad [\because n = E_s / E_c = 7.5 \approx 7] \\ &= -7 \times 0.00313 + \sqrt{[2 \times 0.0219 + 0.0219^2]} = 0.188 \\ j &= 1 - k / 3 = 1 - 0.19 / 3 = 0.937 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] = 158.483 \text{ MPa}\end{aligned}$$

주철근 간격

$$\begin{aligned}C_c &= d_t' - d_b / 2 = 100 - 28.6 / 2 = 86 \text{ mm} \quad (\text{여기서, } d_b = 29) \\ s_1 &= 375 (210 / f_{st}) - 2.5 C_c = 283 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 (210 / f_{st}) = 398 \text{ mm} > s = 150.0 \text{ mm} \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(14)집수조 좌측 수평중량부

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 27.0 \text{ MPa} & \text{측면피복두께} &= 150.00 \text{ mm} \\
 f_y &= 400.0 \text{ MPa} & \text{설계모멘트} &= 213.22 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \text{단면폭} &= 1000.0 \text{ mm} & \text{설계전단력} &= 205.00 \text{ kN} \\
 \text{단면높이} &= 1300.0 \text{ mm} & \phi f &= 0.85 \\
 d' &= 80.0 \text{ mm} & \phi s &= 0.75
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= A_s \cdot f_y / (\alpha \cdot f_{ck} \cdot b) = (1324 \times 400) / (0.85 \times 0.85 \times 27 \times 1000) \\
 &= 27.1 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

압축측 콘크리트가 변형을 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \epsilon_c(d/c-1) \text{ 에서} \\
 &= 0.003 \cdot (d/c-1) = 0.003 \times (1220/27.1-1) = 0.1321 \\
 \therefore \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로 } \phi f = 0.85
 \end{aligned}$$

가. 휨철근량의 계산

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0.85 \\
 P_{min} &= 1.4 / f_y = 1.4 / 400 = 0.0035
 \end{aligned}$$

$$P_{max} = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_{ck} \cdot 600}{f_y \cdot (600 + f_y)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\begin{aligned}
 &\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y)^2 - 57800000 \cdot f_y^2 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot f_y} \\
 &= 515.93 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00042]
 \end{aligned}$$

$$(4/3) \text{필요량} = 515.93 \times 4 / 3 = 687.91 \text{ mm}^2$$

$$\text{최소철근량} = 0.0035 \times 1000 \times 1220 = 4270.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{최대철근량} = 0.0209 \times 1000 \times 1220 = 25498.00 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{사용철근량} &= 1\text{단 철근} : H \quad 16 @ 300 + H \quad 16 @ 300 = 1324.0 \text{ mm}^2 \quad [3 + 3 \text{ ea/m}] \\
 &\quad 2\text{단 철근} : H \quad 0 @ 0 + H \quad 0 @ 0 = 0.0 \text{ mm}^2 \quad [0 \quad 0 \text{ ea/m}]
 \end{aligned}$$

$$= 1324.00 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00109]$$

$$\text{철근량검토} : 687.91 < 1324.00 < 25498.00 : 0.K$$

$$\phi M_n = \phi \cdot [A_s \cdot f_y \cdot (D - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot B})] = 544.001 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \phi M_n / M_u = 544.001 / 213.219 = 2.55 : 0.K$$

(최소철근비에 의해 안전을 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

$$\begin{aligned}\text{콘크리트 분담 전단력} &= \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 792.413 \text{ kN} \\ \text{단면의 극한 전단력} &= \phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 3962.066 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\therefore 204.996 < 792.413 / 2 = 396.207 \quad : \quad \text{전단철근 불필요}$$

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, f_s

$$\begin{aligned}k &= -np + \sqrt{[2np + (np)^2]} \quad [\because n = E_s / E_c = 7.5 \approx 7] \\ &= -7 \times 0.00109 + \sqrt{[2 \times 0.0076 + 0.0076^2]} = 0.116 \\ j &= 1 - k / 3 = 1 - 0.12 / 3 = 0.961 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] = 102.419 \text{ MPa}\end{aligned}$$

주철근 간격

$$\begin{aligned}C_c &= d_1' - d_b/2 = 80 - 15.9 / 2 = 72 \text{ mm} \quad (\text{여기서, } d_b = 16) \\ s_1 &= 375 (210 / f_{st}) - 2.5 C_c = 589 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 (210 / f_{st}) = 615 \text{ mm} > s = 150.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

(15) 집수조 좌측 수평지정부

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 27.0 \text{ MPa} & \text{측면피복두께} &= 150.00 \text{ mm} \\
 f_y &= 400.0 \text{ MPa} & \text{설계모멘트} &= 724.45 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \text{단면폭} &= 1000.0 \text{ mm} & \text{설계전단력} &= 814.22 \text{ kN} \\
 \text{단면높이} &= 1300.0 \text{ mm} & \psi_f &= 0.85 \\
 d' &= 100.0 \text{ mm} & \psi_s &= 0.75 \\
 c &= A_s \cdot f_y / (\alpha \cdot f_{ck} \cdot b) = (2580.6666666667 \times 400) / (0.85 \times 0.85 \times 27 \times 1000) \\
 &= 52.9 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

압축측 콘크리트가 변형을 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \epsilon_c(d/c-1) \text{ 에서} \\
 &= 0.003 \cdot (d/c-1) = 0.003 \times (1200/52.9-1) = 0.0651 \\
 \therefore \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로} & \psi_f &= 0.85
 \end{aligned}$$

가. 휨철근량의 계산

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0.85 \\
 p_{min} &= 1.4 / f_y = 1.4 / 400 = 0.0035 \\
 p_{max} &= \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_{ck} \cdot 600}{f_y \cdot (600 + f_y)} = 0.0209
 \end{aligned}$$

필요휨철근량 =

$$\begin{aligned}
 &\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y)^2 - 57800000 \cdot f_y^2 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot f_y} \\
 &= 1799.12 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00150]
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (4/3)\text{필요량} &= 1799.12 \times 4 / 3 = 2398.83 \text{ mm}^2 \\
 \text{최소철근량} &= 0.0035 \times 1000 \times 1200 = 4200.00 \text{ mm}^2 \\
 \text{최대철근량} &= 0.0209 \times 1000 \times 1200 = 25080.00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{사용철근량} &= \text{1단 철근 : } H \quad 22 @ 300 + H \quad 22 @ 300 = 2580.7 \text{ mm}^2 \quad [3 + 3 \text{ ea/m}] \\
 &\quad \text{2단 철근 : } H \quad 0 @ 0 + H \quad 0 @ 0 = 0.0 \text{ mm}^2 \quad [0 \quad 0 \text{ ea/m}]
 \end{aligned}$$

$$= 2580.67 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00215]$$

$$\text{철근량검토 : } 2398.83 < 2580.67 < 25080.00 \quad ; \quad \text{O.K}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot [A_s \cdot f_y \cdot (D - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot B})] = 1033.179 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \phi M_n / M_u = 1033.179 / 724.449 = 1.43 : \text{O.K}$$

(최소철근비에 의해 안전율 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

$$\begin{aligned}\text{콘크리트 분담 전단력} &= \psi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 779.423 \text{ kN} \\ \text{단면의 극한 전단력} &= \psi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 3897.114 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\therefore 814.219 > 779.423 : \text{전단철근 필요}$$

$$\begin{aligned}V_s &= 814.219 - 779.423 = 34.796 \text{ Kn} \\ 1/3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D &= 1/3 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 1200 = 2078.461 \text{ Kn} \\ \text{전단철근 최대 간격} &= D / 2 \text{ (} < 600\text{mm)} = 600.0 \text{ mm} \\ \text{필요 전단 철근량} &= V_s \cdot s / (0.75 \cdot f_y \cdot D) = 29 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{사용 전단철근 규격} &= \text{H } 13 \\ \text{간격} &= 300.0 \text{ mm} \\ \text{갯수} &= 1.67 \text{ ea} \\ \text{철근량} &= 126.7 \times 1.67 = 211.59 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\phi V_n = \psi \cdot V_c + \frac{\psi \cdot A_v \cdot f_y \cdot D}{s} = 1033.300 \text{ kN}$$

$$\therefore \phi V_n / V_u = 1033.3 / 814.219 = 1.27 : 0.K$$

다. 횡균열 제어 검토

주철근 응력, f_s

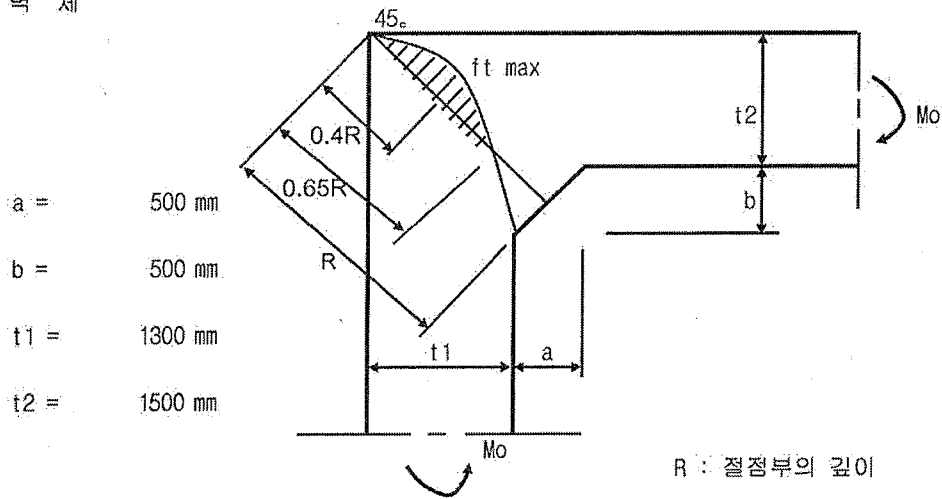
$$\begin{aligned}k &= -np + \sqrt{[2np + (np)^2]} \quad [\because n = E_s / E_c = 7.5 \approx 7] \\ &= -7 \times 0.00215 + \sqrt{[2 \times 0.0151 + 0.0151^2]} = 0.159 \\ j &= 1 - k / 3 = 1 - 0.16 / 3 = 0.947 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] = 184.192 \text{ MPa}\end{aligned}$$

주철근 간격

$$\begin{aligned}C_c &= d_t' - d_b / 2 = 100 - 22.2 / 2 = 89 \text{ mm} \quad (\text{여기서, } d_b = 22) \\ s_1 &= 375 (210 / f_{st}) - 2.5 C_c = 205 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 (210 / f_{st}) = 342 \text{ mm} > s = 150.0 \text{ mm} \therefore 0.K\end{aligned}$$

10. 우 각 부 보 강

1) 벽 체



R : 절점부의 깊이

$$M_0 = 242.750 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \tau_c = 0.13 \sqrt{f_{ck}} = 0.675 \text{ MPa}$$

$$R = \sqrt{(t1^2 + t2^2)} + \sqrt{(a^2 + b^2)} / 2 = 2338.5 \text{ mm}$$

$$0.65 R = 1520.0 \text{ mm (절점부의 깊이)}$$

★ 최대인장응력

$$f_{tmax} = \frac{5 M_0}{R^2 W}$$

$$= \frac{5 \times 242.750 \times 1000 \times 10^3}{2338.5^2 \times 1520.023}$$

$$= 0.146 \text{ MPa} < \tau_c \text{ 이므로 우각부 보강 필요없음.}$$

2) 하 단

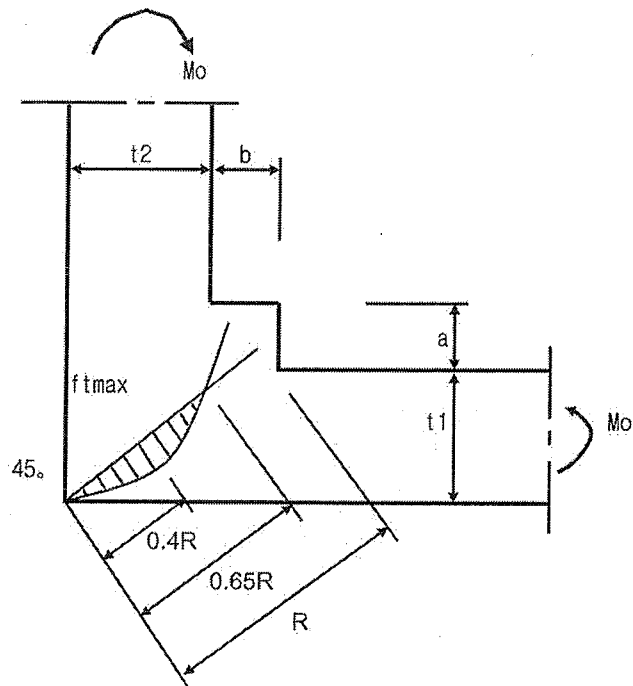
$$a = 500 \text{ mm}$$

$$b = 500 \text{ mm}$$

$$t1 = 1800 \text{ mm}$$

$$t2 = 1300 \text{ mm}$$

R : 절점부의 깊이



$$M_0 = 869.162 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\tau_c = 0.13 \sqrt{f_{ck}} = 0.675 \text{ MPa}$$

$$R = \sqrt{(t1^2 + t2^2)} + \sqrt{(a^2 + b^2)} / 2 = 2573.9 \text{ mm}$$

$$0.65 R = 1673.0 \text{ mm (절점부의 깊이)}$$

★ 최대인장응력

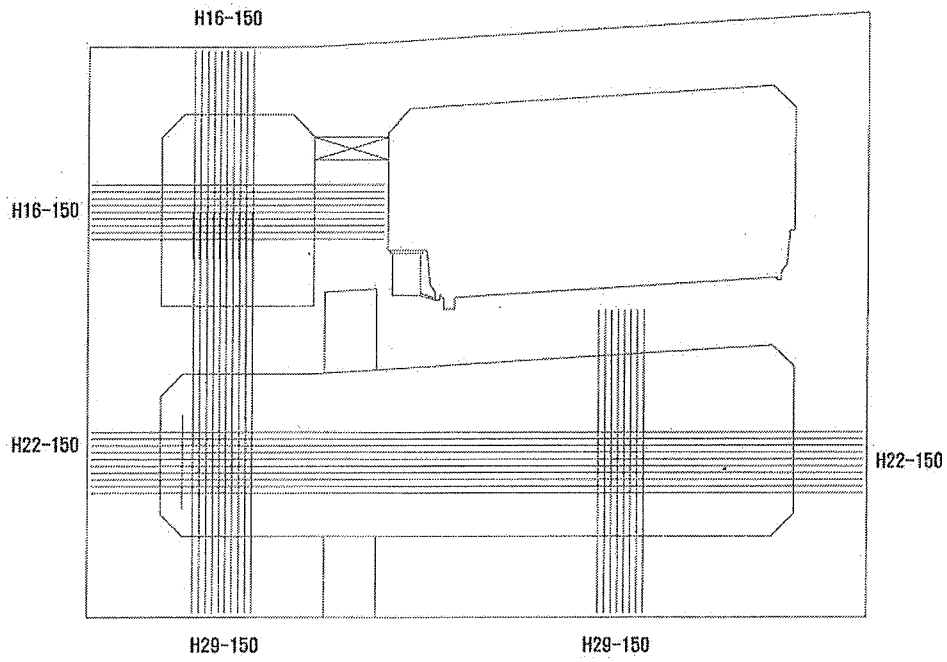
$$f_{tmax} = \frac{5 M_0}{R^2 W}$$

$$= \frac{5 \times 869.162 \times 1000 \times 10^3}{2573.914^2 \times 1673.044}$$

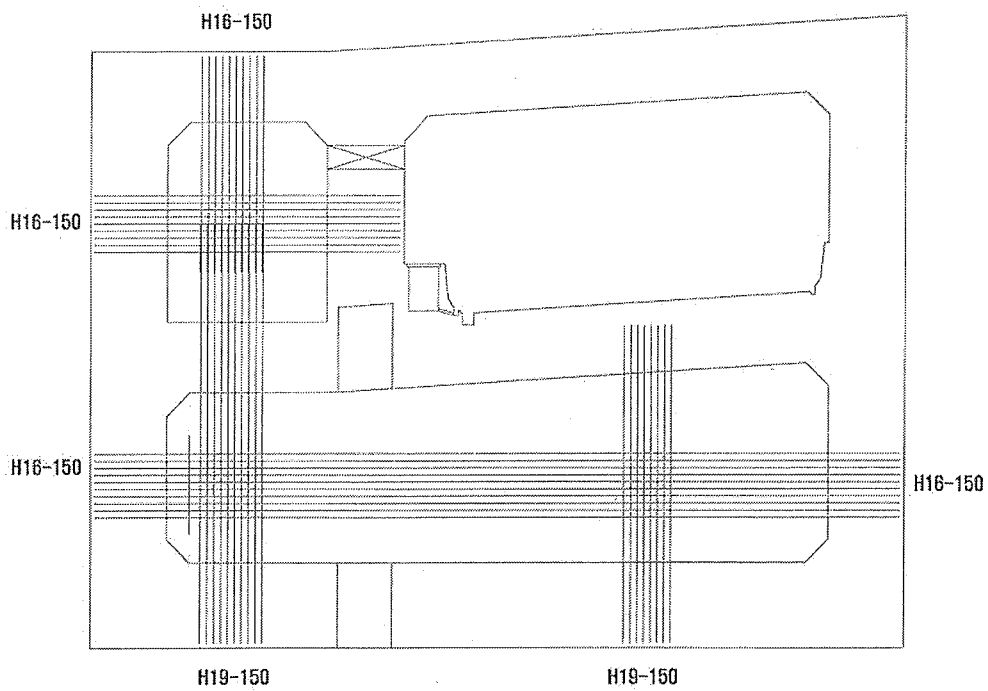
$$= 0.392 \text{ MPa} < \tau_c \text{ 이므로 우각부 보강 필요없음.}$$

10. 철근 조립 도

마 감 벽 체 (외측)



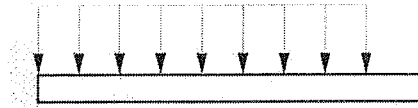
마 감 벽 체 (내측)



4.5 내부계단 및 월류벽

내부계단

1. 단면가정 및 설계조건



2. 하중산정

1) 고정하중에 의한 단면력

① 등분포 고정하중

$$\begin{aligned} DW &= 0.220 \times 1.00 \times 25.00 = 5.500 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{자중} \\ DW &= 0.096 \times 0.75 \times 25.00 = 1.800 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{계단마감자중} \\ DF &= 5.000 \text{ kN} \cdot \text{m} : \text{마감하중} \end{aligned}$$

2) 활하중에 의한 단면력

① 활하중(균집하중)

$$LM = 5.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 하중 조합

계수하중

$$1.2D + 1.7L + 1.2DF$$

$$1.20 \times 7.30 + 1.70 \times 5.00 + 1.20 \times 5.00 = 23.260 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M = 23.260 \times 0.750^2 / 2 = 6.542 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 23.260 \times 0.750 = 17.445 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

사용하중

$$1.0D + 1.0L + 1.0DF$$

$$1.00 \times 7.30 + 1.00 \times 5.00 + 1.00 \times 5.00 = 17.300 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M = 17.300 \times 0.750^2 / 2 = 4.866 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 17.300 \times 0.750 = 12.975 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(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	철강도 감소계수	$\phi_1 = 0.85$
계수 전단력	$V_u = 17.445$ kN	전단강도 감소계수	$\phi_s = 0.75$
콘크리트 파복	$d' = 60$ mm	유효길이계수	$\beta_1 = 0.85$

$$T = A_s \cdot f_y = 662.000 \times 400 = 264800$$

$$C = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot b = 0.85 \times 27 \times a \times 1000 = 22950 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 11.538 \text{ mm, } c = a / \beta = 11.538 \div 0.85 = 13.574 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_y = f_y / E_s = 400 \div 200000 = 0.002$$

$$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (d_t - c) / c = 0.003 \times (160 - 13.574) / 13.574 = 0.0324$$

$\varepsilon_t \geq 0.005$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

OK

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) \quad \dots \textcircled{1}$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a / 2) \quad \dots \textcircled{2} \quad \textcircled{1} \text{을 } \textcircled{2} \text{에 대입하면}$$

$$f_y^2 / (1.7 \cdot f_{ck} \cdot b) A_s^2 - d \cdot f_y \cdot A_s + M_u / \phi \rightarrow A_s^2 + B \cdot A_s + C = \dots \textcircled{3}$$

③을 근의공식에 대입하여 A_s 를 구한다.

여기서,

$$A = f_y^2 / (1.7 \cdot f_{ck} \cdot b) = 3.48583878$$

$$B = -d \cdot f_y = -64000$$

$$C = M_u / \phi = 7696323.529 \quad A_{s, req} = 121.053 \text{ mm}^2$$

① 최소 철근량

$$\text{균형철근비 } (\rho_b) = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_{ck} / f_y \cdot 600 / (600 + f_y) = 0.0292613$$

$$\text{최대철근비 } (\rho_{max}) = 0.714 \cdot \rho_b = 0.0208925$$

$$\text{최소철근비 } (\rho_{min}) = \text{MAX} [(0.25 \cdot \sqrt{f_{ck} / f_y}), (1.4 / f_y)] = 0.0035$$

$$\text{최소 철근 } A_{smin1} = (1.4 / f_y) \cdot b \cdot d = 560 \text{ mm}^2$$

$$\text{온도 철근 } A_{smin2} = 0.002 \cdot b \cdot d = 320 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{최소철근 } A_{smin} = 560.00 \text{ mm}^2$$

$$4/3 \cdot A_s = 161.40 \text{ mm}^2$$

② 사용 철근량

$$\text{사용 철근량 } A_{s, use} \quad \begin{array}{l} 1\text{단} = H \quad 16 \quad @ \quad 300 = 662 \text{ mm}^2 \\ 2\text{단} = H \quad 0 \quad @ \quad 125 = 0 \text{ mm}^2 \end{array} \quad \therefore \text{총 사용 철근량} = 662 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근비 } (\rho) = A_s / b \cdot d = 0.0041375$$

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

OK

③ 공칭모멘트 검토

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 11.538 \text{ mm}$$

$$\phi \cdot M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a / 2) = 3.471E+07 \text{ N} \cdot \text{mm} = 34.714 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_n = 34.71429926 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 6.54188 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

OK

④ 전단에 대한 검토

$$\phi V_c = 0.8 \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 110.85 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 110.85 \text{ kN} > V_u = 17.45 \text{ kN} \quad \therefore \phi V_c > V_u \text{ 이므로 전단보강 불필요}$$

(3) 사용성 검토

설계기준강도	$f_{ck} = 27$ MPa	부재 폭	$b_w = 1000$ mm
철근탄성계수	$E_s = 200000$ MPa	부재의 총두께	$h = 220$ mm
콘크리트탄성계수	$E_c = 27804$ MPa	유효높이	$d = 160$ mm
탄성계수비	$n = 7.19$	사용철근량	$A_s = 662$ mm ²
콘크리트 피복	$d' = 60$ mm	사용하중모멘트	$M_o = 4.87$ kN·m

주철근응력의 제한에 의한 검토

$$M_o = 4.87 \text{ kN} \cdot \text{m} = 4.866 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0.0041375$$

$$k = -n \cdot \rho + \sqrt{\{2n \cdot \rho + (n \cdot \rho)^2\}} = 0.216, \quad j = 1 - k / 3 = 0.928$$

$$\therefore f_s = M / (\rho \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 49.50 \text{ MPa} < 0.6 f_y = 240 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

철근 중심간격에 의한 균열검토

$$C_c = \text{피복두께} - \text{사용철근지름} / 2 = 52$$

$$s = 375 \cdot (210 / f_s) - 2.5 \cdot C_c = 1460.9$$

$$s = 300 \cdot (210 / f_s) = 1272.7 \quad \text{MIN} \rightarrow 1272.7$$

$$\therefore s = 1272.70 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

사용하중에 의한 균열폭 계산

$$A = 2 \cdot d' \cdot b / N = 36000 \text{ mm}^2, \quad y_1 = h - k \cdot d - d' = 125.43653 \text{ mm}$$

$$R = y_2 / y_1 = 1.47833, \quad y_2 = 1 - k \cdot d = 185.43653 \text{ mm}$$

$$w = 1.08 \cdot R \cdot f_s \cdot \sqrt{(d' \cdot A)} \cdot 10^{-5} = 0.10216 \text{ mm}$$

$$w_a = 0.006 \cdot t_c = 0.006 \times 52 = 0.31 \text{ mm}$$

$$w_a = 0.40 \text{ mm} \quad \text{MAX} \rightarrow 0.40$$

$$\therefore w = 0.10 \text{ mm} < w_a = 0.40 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

(4) 철근 배치

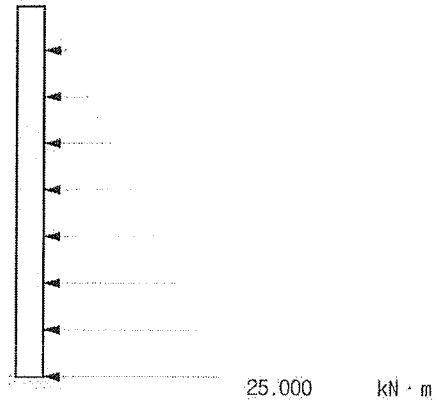
배력철근

$$\text{사용철근량} : \begin{array}{l} H \ 13 \ @ \ 200 = 633.5 \text{ mm}^2 \\ H \ 0 \ @ \ 0 = 0 \text{ mm}^2 \end{array}$$

$$\therefore \text{총 사용 철근량} = 633.5 \text{ mm}^2 \geq \text{인장주철근}/4 (= 166 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K.}$$

월류벽

1. 단면가정 및 설계조건



2. 하중산정

2) 수압에 의한 단면력

① 수압

$$W_h = 25.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 하중 조합

계수하중

1.6 W_h

$$1.60 \times 25.00 = 40.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M = 40.000 \times 2.500^2 / 6 = 41.667 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 40.000 \times 2.500 / 2 = 50.000 \text{ kN}$$

사용하중

1.0 W_h

$$1.00 \times 25.00 = 25.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M = 25.000 \times 2.500^2 / 6 = 26.042 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = 25.000 \times 2.500 / 2 = 31.250 \text{ kN}$$

(2) 단면검토

설계기준강도	$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$	부재폭	$b_w = 1000 \text{ mm}$
인장철근항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$	부재의 총두께	$h = 300 \text{ mm}$
전단철근항복강도	$f_{ys} = 400 \text{ MPa}$	유효높이	$d = 220 \text{ mm}$
계수 모멘트	$M_u = 41.667 \text{ kN} \cdot \text{m}$	형강도 감소계수	$\phi_f = 0.85$
계수 전단력	$V_u = 50.000 \text{ kN}$	전단강도 감소계수	$\phi_s = 0.75$
콘크리트 피복	$d' = 80 \text{ mm}$	유효길이계수	$\beta_1 = 0.85$

$$T = A_s \cdot f_y = 1910.000 \times 400 = 764000$$

$$C = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a \cdot b = 0.85 \times 27 \times a \times 1000 = 22950 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 33.290 \text{ mm, } c = a / \beta = 33.290 \div 0.85 = 39.164 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400 \div 200000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (d_t - c) / c = 0.003 \times (220 - 39.164) / 39.164 = 0.0139$$

$\epsilon_t \geq 0.005$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다. O.K

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) \quad \dots \textcircled{1}$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a / 2) \quad \dots \textcircled{2} \quad \textcircled{1} \text{을 } \textcircled{2} \text{에 대입하면}$$

$$f_y^2 / (1.7 \cdot f_{ck} \cdot b) A_s^2 - d \cdot f_y \cdot A_s + M_u / \phi \rightarrow A \cdot A_s^2 + B \cdot A_s + C = 0 \quad \dots \textcircled{3}$$

③을 근의공식에 대입하여 A_s 를 구한다.

여기서,

$$A = f_y^2 / (1.7 \cdot f_{ck} \cdot b) = 3.4858388$$

$$B = -d \cdot f_y = -88000$$

$$C = M_u / \phi = 49019608 \quad A_{s, \text{req}} = 569.907 \text{ mm}^2$$

① 최소 철근량

$$\text{균형철근비 } (\rho_b) = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_{ck} / f_y \cdot 600 / (600 + f_y) = 0.0292613$$

$$\text{최대철근비 } (\rho_{\text{max}}) = 0.714 \cdot \rho_b = 0.0208925$$

$$\text{최소철근비 } (\rho_{\text{min}}) = \text{MAX} [(0.25 \cdot \sqrt{f_{ck} / f_y}), (1.4 / f_y)] = 0.0035$$

$$\text{최소 철근 } A_{s\text{min1}} = (1.4 / f_y) b \cdot d = 770 \text{ mm}^2$$

$$\text{온도 철근 } A_{s\text{min2}} = 0.002 \cdot b \cdot d = 440 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{최소철근 } A_{s\text{min}} = 770.00 \text{ mm}^2$$

$$4/3 \cdot A_s = 759.88 \text{ mm}^2$$

② 사용 철근량

$$\text{사용 철근량 } A_{s, \text{use}} \quad \begin{array}{l} 1\text{단} = H 19 @ 150 = 1910 \text{ mm}^2 \\ 2\text{단} = H 0 @ 125 = 0 \text{ mm}^2 \end{array} \quad \therefore \text{총 사용 철근량} = 1910 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근비 } (\rho) = A_s / b \cdot d = 0.0086818$$

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

③ 공칭모멘트 검토

$$a = s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 33.29 \text{ mm}$$

$$\phi \cdot M_F = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a / 2) = 1.321\text{E}+08 \text{ N} \cdot \text{mm} = 132.0588148 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_F = 132.06 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 41.667 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{O.K}$$

④ 전단에 대한 검토

$$\phi V_c = 0.8 \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 152.42 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 152.42 \text{ kN} > V_u = 50.00 \text{ kN} \quad \therefore \phi V_c > V_u \text{ 이므로 전단보강 불필요}$$

(3) 사용성 검토

설계기준강도	f_{ck}	=	27	MPa	부재폭	b_w	=	1000	mm
철근탄성계수	E_s	=	200000	MPa	부재의 총두께	h	=	300	mm
콘크리트탄성계수	E_c	=	27804	MPa	유효높이	d	=	220	mm
탄성계수비	n	=	7.19	kN · m	사용철근량	A_s	=	1910	mm ²
콘크리트 피복	d'	=	80	mm	사용하중모멘트	M_o	=	26.04	kN · m

· 주철근응력의 제한에 의한 검토

$$M_o = 26.04 \text{ kN} \cdot \text{m} = 2.604 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0.008681818$$

$$k = n \cdot \rho + \sqrt{\{2n \cdot \rho + (n \cdot \rho)^2\}} = 0.2964, \quad j = 1 - k / 3 = 0.9012$$

$$\therefore f_s = M / (\rho \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 68.77 \text{ MPa} < 0.6 f_y = 240 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

· 철근 중심간격에 의한 균열검토

$$C_c = \text{피복두께} - \text{사용철근지름} / 2 = 70.5$$

$$s = 375 \cdot (210 / f_s) - 2.5 \cdot C_c = 968.88$$

$$s = 300 \cdot (210 / f_s) = 916.1 \quad \text{MIN} \rightarrow 916.1$$

$$\therefore s = 916.10 \text{ mm} > 150 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

· 사용하중에 의한 균열폭 계산

$$A = 2 \cdot d' \cdot b / N = 24000 \text{ mm}^2, \quad y_1 = h - k \cdot d - d' = 154.78376 \text{ mm}$$

$$R = y_2 / y_1 = 1.51685, \quad y_2 = h - k \cdot d = 234.78376 \text{ mm}$$

$$w = 1.08 \cdot R \cdot f_s \cdot \sqrt{(d' \cdot A)} \cdot 10^{-5} = 0.14002 \text{ mm}$$

$$w_a = 0.006 \quad t_c = 0.006 \times 70.5 = 0.42 \text{ mm}$$

$$w_a = 0.40 \text{ mm} \quad \text{MAX} \rightarrow 0.42$$

$$\therefore w = 0.14 \text{ mm} < w_a = 0.42 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

4.6 샤프트

해석결과 요약

단면 휨 설계

단면위치	깊이 H(mm)	사용철근량 (mm ²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비 고
(1) 슬래브 장지간 단부	500	H16@250 + H16@250	99.102	219.401	2.21	0.K
(2) 슬래브 장지간 중앙부	500	H16@250 + H16@250	78.193	224.803	2.88	0.K
(3) 슬래브 단지간 단부	500	H16@250 + H16@250	97.410	219.401	2.25	0.K

사용성 검토

구 분	사용모멘트	사용철근량	필요간격	평균배근간격	비 고
(1) 슬래브 장지간 단부	61.939	H16@250 + H16@250	610.592	125.000	0.K
(2) 슬래브 장지간 중앙부	48.871	H16@250 + H16@250	820.811	125.000	0.K
(3) 슬래브 단지간 단부	60.881	H16@250 + H16@250	624.333	125.000	0.K

전단철근 검토

구 분	ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
	kN	kN	kN	EA	mm ²		mm	mm ²	
(1) 슬래브 장지간 단부	272.8	283.0	1363.99	2.00	12.14	H13	150	253.40	0.K
(2) 슬래브 장지간 중앙부	279.3	0.0	1396.47	2.00	-	H13	300	-	0.K
(3) 슬래브 단지간 단부	272.8	218.4	485.70	2.00	131.25	H13	150	253.40	0.K

RAMP B 샤프트

1. 설계조건

형식 : 1연 BOX

나. 설 계 하 중

1) 사 하 중

- ① 콘크리트자중 : 25.00 kN/m³
- ② 노면포장하중 : 23.00 kN/m³
- ③ 지 하 수 : 10.00 kN/m³

2) 활 하 중 :

- ① 노 면 활하중 : DB-24

3) 토 사

- ① 흙의 습윤 단위중량 : $\gamma_t = 19.0$ kN/m³
- ② 흙의 수중 단위중량 : $\gamma_{sub} = 10.0$ kN/m³
- ③ 흙의 포화 단위중량 : $\gamma_{sat} = 19.0$ kN/m³
- ④ 흙의 내부 마찰각 : $\phi = 30^\circ$
- ⑤ 흙의 정지 토압계수 : $K_o = 1 - \sin\phi = 0.500$

다. 사용재료

1) 콘크리트

- ① $f_{ck} = 27$ MPa
- ② $E = 26,702$ MPa
- ③ $G = 1.00E+04$ MPa
- ④ $U = 0.18$ (Poisson's ratio)

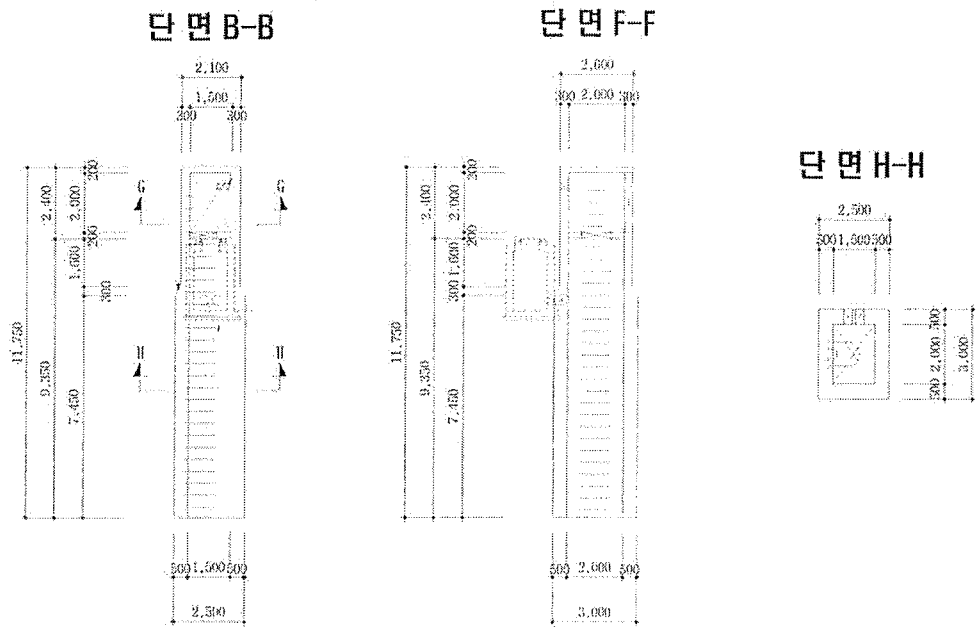
2) 철 근

- ① 항 복 응 력 $f_y = 400$ MPa
- ② 탄 성 계 수 $E_s = 2.00E+05$ MPa

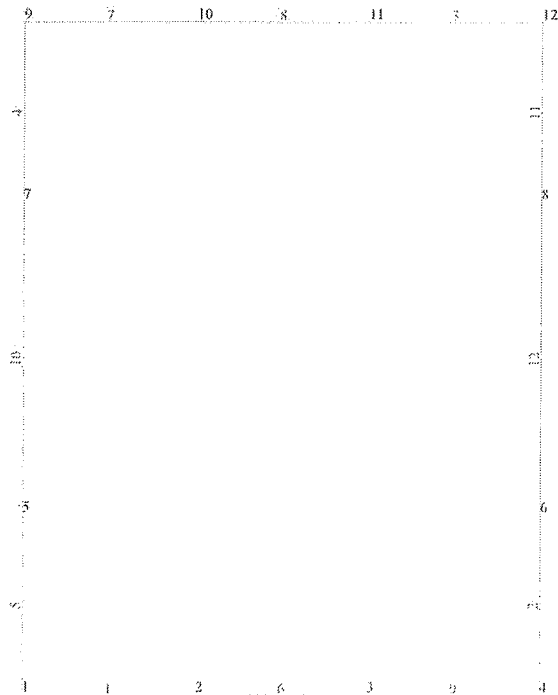
라. 적용토피 : 9.350 m

마. 적용지하수위 : G.L에서 - 1.000 m

2. 단면가정



3. Modeling



o INPUT DATA

1) 절점좌표 (단위 : m)

절점 번호	X	Z	절점 번호	X	Z	절점 번호	X	Z	절점 번호	X	Z
1	0.000	0.000	4	2.000	0.000	7	0.000	1.830	10	0.670	2.500
2	0.670	0.000	5	0.000	0.670	8	2.000	1.830	11	1.330	2.500
3	1.330	0.000	6	2.000	0.670	9	0.000	2.500	12	2.000	2.500

2) 부재종류 (단위 : m)

※부재 접합부의 강역 : 미고려 현차부의 두께 : 미고려

부재번호	B	H	단면2차모멘트	해당부재	비고
1	1.000	0.500	0.010417	1 ~ 12	

4. 하중산정

4.1 활하중

적용토피= 9.350 m 일 때

$$W_L = 11.000 \text{ kN/m}^2$$

<도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB-24 기준)>

토피(m)	활하중 (kN/m ²)	토피(m)	활하중 (kN/m ²)
1.0	51.0	5.0	15.0
1.5	39.0	6.0	15.0
2.0	21.0	7.0	15.0
2.5	17.0	8.0	12.0
3.0	15.0	9.0	11.0
4.0	15.0	10.0이상	10.0

4.1.1 활하중에 의한 측압

----- CASE 1

- 노면활하중 = 11.000 kN/m²

(1) 정지토압계수

외메움토 : $K_o = 1 - \sin \Phi = 1 - \sin 30 = 0.500$

(2) 활하중에 의한 횡도압

외메움토 : $L_h = 11.000 \times (1 - \sin \phi) = 5.500 \text{ kN/m}^2$

4.2 토 압

4.2.1 측면방향 토압

(1) 지하수가 없을경우

$$Wh_1 = (0.500 \times 23.00 + 8.850 \times 19.00) \times 0.500 = 89.825 \text{ kN/m}^2 \quad \text{----- CASE 2}$$

(2) 지하수가 있을경우

$$Wh_1 = (0.500 \times 23.00 + 0.500 \times 19.00 + 8.350 \times 10.00) \times 0.500 = 52.250 \text{ kN/m}^2 \quad \text{----- CASE 3}$$

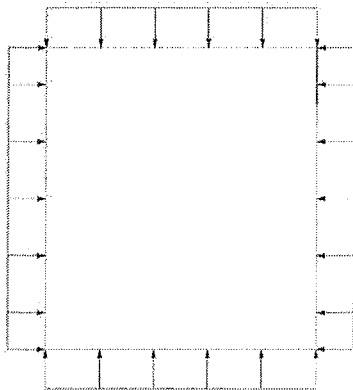
4.3 수 압

4.3.1 수평수압

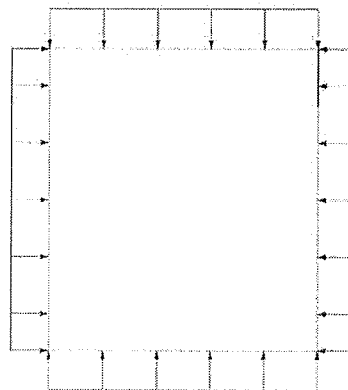
$$\text{수압} : (9.350 - 1.00) \times 10.00 = 83.500 \text{ kN/m}^2 \quad \text{----- CASE 4}$$

5. 하중 재하도

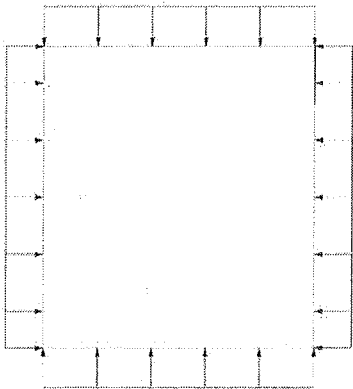
1) CASE 01 : 활하중에 의한 측압
5.500 kN/m²



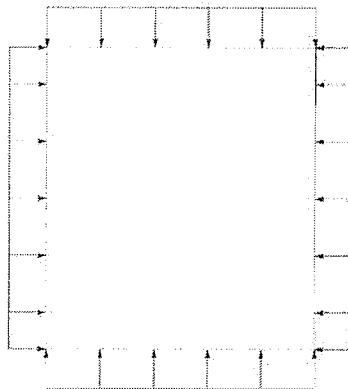
2) CASE 02 : 측면토압 (지하수가 없을때)
89.825 kN/m²



3) CASE 03 : 측면토압 (지하수가 있을때)
52.250 kN/m²



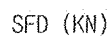
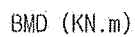
4) CASE 4 : 수압
83.500 kN/m²



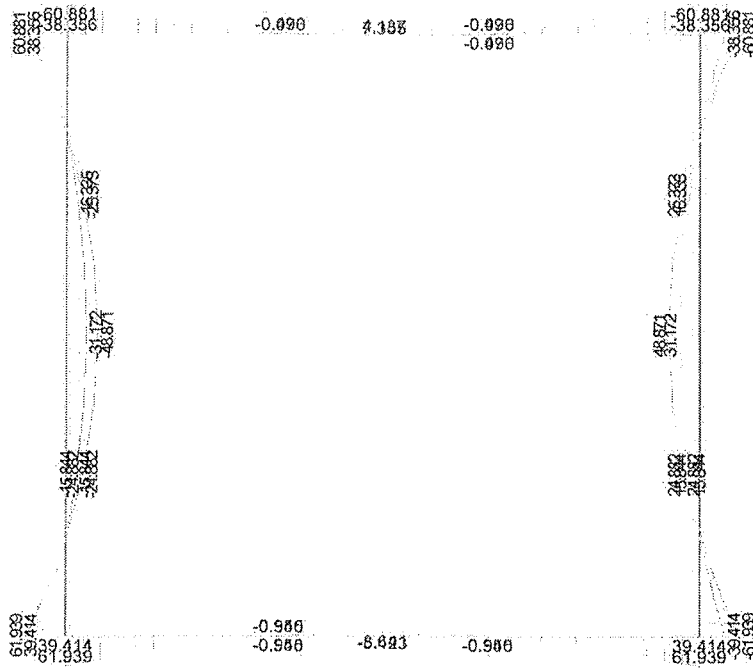
6. 하중계수 및 하중조합

구분	하중 조합	활하중에 의한 축압	토압		수압
			지하수무	지하수유	
		LC1	LC2	LC3	LC4
계수하중	COMB1	1.60	1.60		
	COMB2	1.60		1.60	1.60
사용하중	COMB3	1.00	1.00		
	COMB3	1.00		1.00	1.00

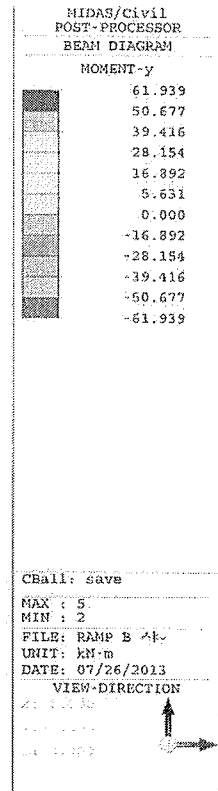
가. 극한하중



나. 사용하중



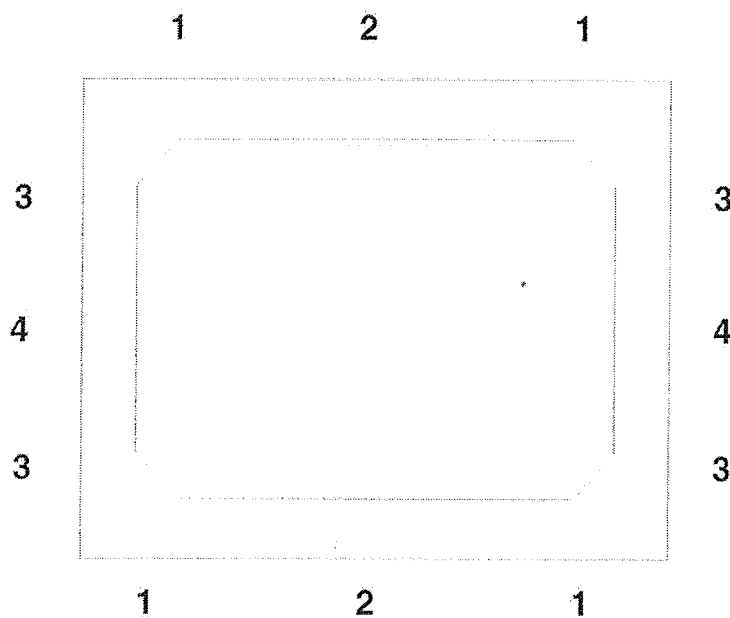
BMD (KN.m)



8. 단면 검토 (사용성, 배력철근량 검토 포함)

※부재 접합부의 강역 : 미고려, 현치부의 두께 : 에 의한 모멘트값 적용 단위m당 (단위 : kN, m)

구 분	극한강도설계법			허용응력설계법
	축력	전단력	모멘트	모멘트
(1) 슬래브 장지간 단부		282.995	99.102	61.939
(2) 슬래브 장지간 중앙부			78.193	48.871
(3) 슬래브 단지간 단부		218.357	97.410	60.881
(4) 슬래브 단지간 중앙부			11.768	7.355



(1) 슬래브 장지간 단부

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 27.0 \text{ MPa} & \text{측면피복두께} &= 80.00 \text{ mm} \\
 f_y &= 400.0 \text{ MPa} & \text{설계모멘트} &= 99.10 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \text{단면폭} &= 1000.0 \text{ mm} & \text{설계전단력} &= 283.00 \text{ kN} \\
 \text{단면높이} &= 500.0 \text{ mm} & \psi_f &= 0.85 \\
 d' &= 80.0 \text{ mm} & \psi_s &= 0.75 \\
 c &= A_s \cdot f_y / (\alpha \cdot f_{ck} \cdot b) = (1588.8 \times 400) / (0.85 \times 0.85 \times 27 \times 1000) \\
 &= 32.6 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \epsilon_c(d/c-1) \text{ 에서} \\
 &= 0.003 \cdot (d/c-1) = 0.003 \times (420/32.6-1) = 0.0357 \\
 \therefore \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로} & \psi_f &= 0.85
 \end{aligned}$$

가. 휨철근량의 계산

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0.85 \\
 p_{min} &= 1.4 / f_y = 1.4 / 400 = 0.0035 \\
 p_{max} &= \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_{ck} \cdot 600}{f_y \cdot (600 + f_y)} = 0.0209
 \end{aligned}$$

필요휨철근량 =

$$\begin{aligned}
 &\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y)^2 - 57800000 \cdot f_y^2 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot f_y} \\
 &= 704.28 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00168]
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (4/3)\text{필요량} &= 704.28 \times 4 / 3 = 939.04 \text{ mm}^2 \\
 \text{최소철근량} &= 0.0035 \times 1000 \times 420 = 1470.00 \text{ mm}^2 \\
 \text{최대철근량} &= 0.0209 \times 1000 \times 420 = 8778.00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

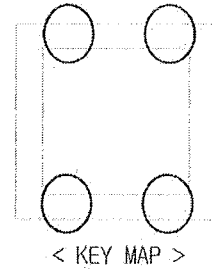
$$\begin{aligned}
 \text{사용철근량} &= \text{1단 철근 : } H \ 16 @ 250 + H \ 16 @ 250 = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad [4 + 4 \text{ ea/m}] \\
 &\quad \text{2단 철근 : } H \ 0 @ 0 + H \ 0 @ 0 = 0.0 \text{ mm}^2 \quad [0 \ 0 \text{ ea/m}]
 \end{aligned}$$

$$= 1588.80 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00378]$$

$$\text{철근량경토 : } 939.04 < 1588.80 < 8778.00 : \text{O.K}$$

$$\psi M_n = \psi \cdot [A_s \cdot f_y \cdot (D - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot B})] = 219.401 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \psi M_n / M_u = 219.401 / 99.102 = 2.21 : \text{O.K}$$



나. 전단철근량의 계산

$$\begin{aligned}\text{콘크리트 분담 전단력} &= \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 272.798 \text{ kN} \\ \text{단면의 극한 전단력} &= \phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 1363.990 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\therefore 282.995 > 272.798 : \text{전단철근 필요}$$

$$\begin{aligned}V_s &= 282.995 - 272.798 = 10.197 \text{ kN} \\ 1/3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D &= 1/3 \times \sqrt{27} \times 1000 \times 420 = 727.461 \text{ kN} \\ \text{전단철근 최대 간격} &= D / 2 \text{ (} < 600\text{mm)} = 210.0 \text{ mm} \\ \text{필요 전단 철근량} &= V_s \cdot s / (0.75 \cdot f_y \cdot D) = 12.14 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{사용 전단철근 규격} &= \text{H } 13 \\ \text{간격} &= 150.0 \text{ mm} \\ \text{갯수} &= 2.00 \text{ ea} \\ \text{철근량} &= 126.7 \times 2 = 253.40 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\phi V_n = \phi \cdot V_c + \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot D}{s} = 485.700 \text{ kN}$$

$$\therefore \phi V_n / V_u = 485.7 / 282.995 = 1.72 : \text{O.K}$$

다. 횡균열 제어 검토

주철근 응력, f_s

$$\begin{aligned}k &= -np + \sqrt{[2np + (np)^2]} \quad [\because n = E_s / E_c = 7.5 \approx 7] \\ &= -7 \times 0.00378 + \sqrt{[2 \times 0.0265 + 0.0265^2]} = 0.205 \\ j &= 1 - k / 3 = 1 - 0.21 / 3 = 0.932 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] = 99.593 \text{ MPa}\end{aligned}$$

주철근 간격

$$\begin{aligned}C_c &= d_t - d_b / 2 = 80 - 15.9 / 2 = 72 \text{ mm} \quad (\text{여기서, } d_b = 16) \\ s_1 &= 375 (210 / f_{st}) - 2.5 C_c = 611 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 (210 / f_{st}) = 633 \text{ mm} > s = 125.0 \text{ mm} : \text{O.K}\end{aligned}$$

라. 배력철근의 계산

$$\text{최소배력철근량} = 0.00200 \text{ (단면적비)}$$

$$\begin{aligned}\text{필요철근량} &= 500 \times 1000 \times 0.002 = 1000.00 \text{ mm}^2 \\ \text{사용철근량} &= \text{H } 13 \quad \sim \quad 10 \text{ 개} \\ &= 126.7 \times 10 = 1267.00 \text{ mm}^2 : \text{O.K}\end{aligned}$$

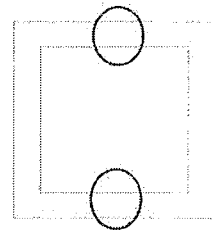
(2) 슬래브 장지간 중앙부

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 27.0 \text{ MPa} & \text{측면피복두께} &= 70.00 \text{ mm} \\
 f_y &= 400.0 \text{ MPa} & \text{설계모멘트} &= 78.19 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \text{단면폭} &= 1000.0 \text{ mm} & \text{설계전단력} &= 0.00 \text{ kN} \\
 \text{단면높이} &= 500.0 \text{ mm} & \psi_f &= 0.85 \\
 d' &= 70.0 \text{ mm} & \psi_s &= 0.75
 \end{aligned}$$

$$c = A_s \cdot f_y / (\alpha \cdot f_{ck} \cdot b) = (1588.8 \times 400) / (0.85 \times 0.85 \times 27 \times 1000) = 32.6 \text{ mm}$$

압축측 콘크리트가 변형을 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \epsilon_c(d/c-1) \text{ 에서} \\
 &= 0.003 \cdot (d/c-1) = 0.003 \times (430/32.6-1) = 0.0366 \\
 \therefore \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로 } \psi_f = 0.85
 \end{aligned}$$



< KEY MAP >

가. 휨철근량의 계산

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0.85 \\
 p_{min} &= 1.4 / f_y = 1.4 / 400 = 0.0035
 \end{aligned}$$

$$p_{max} = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_{ck} \cdot 600}{f_y \cdot (600 + f_y)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\begin{aligned}
 &\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y)^2 - 57800000 \cdot f_y^2 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot f_y} \\
 &= 540.76 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00126]
 \end{aligned}$$

$$(4/3) \text{필요량} = 540.76 \times 4 / 3 = 721.01 \text{ mm}^2$$

$$\text{최소철근량} = 0.0035 \times 1000 \times 430 = 1505.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{최대철근량} = 0.0209 \times 1000 \times 430 = 8987.00 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{사용철근량} &= \text{1단 철근} : H \ 16 @ 250 + H \ 16 @ 250 = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad [4 + 4 \text{ ea/m}] \\
 &\quad \text{2단 철근} : H \ 0 @ 0 + H \ 0 @ 0 = 0.0 \text{ mm}^2 \quad [0 \ 0 \text{ ea/m}]
 \end{aligned}$$

$$= 1588.80 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00369]$$

$$\text{철근량검토} : 721.01 < 1588.80 < 8987.00 : \text{O.K}$$

$$\psi M_n = \psi \cdot [A_s \cdot f_y \cdot (D - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot B})] = 224.803 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \psi M_n / M_u = 224.803 / 78.193 = 2.87 : \text{O.K}$$

나. 전단철근량의 계산

$$\begin{aligned}
 \text{콘크리트 분담 전단력} &= \psi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 279.293 \text{ kN} \\
 \text{단면의 극한 전단력} &= \psi \cdot (1/6 + 2/3) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 1396.466 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\therefore 0 < 279.293 / 2 = 139.647 : \text{전단철근 불필요}$$

나. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, f_s

$$k = -np + \sqrt{[2np + (np)^2]} \quad [\because n = E_s / E_c = 7.5 \approx 7]$$

$$= -7 \times 0.00369 + \sqrt{[2 \times 0.0259 + 0.0259^2]} = 0.203$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.2 / 3 = 0.932$$

$$f_s = M / [A_s \cdot d \cdot j] = 76.753 \text{ MPa}$$

주철근 간격

$$C_c = d_1' - d_b / 2 = 70 - 15.9 / 2 = 62 \text{ mm} \quad (\text{여기서, } d_b = 16)$$

$$s_1 = 375 (210 / f_{st}) - 2.5 C_c = 871 \text{ mm} > s = 125.0 \text{ mm} \quad \therefore O.K$$

$$s_2 = 300 (210 / f_{st}) = 821 \text{ mm}$$

다. 배력철근의 계산

$$\text{최소배력철근량} = 0.00200 \quad (\text{단면적비})$$

$$\text{필요철근량} = 500 \times 1000 \times 0.002 = 1000.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} = H 13 - 10 \text{ 개}$$

$$= 126.7 \times 10 = 1267.00 \text{ mm}^2 \quad ; O.K$$

(3) 슬래브 단시간 단부

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 27.0 \text{ MPa} & \text{측면피복두께} &= 80.00 \text{ mm} \\
 f_y &= 400.0 \text{ MPa} & \text{설계모멘트} &= 97.41 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 \text{단면 폭} &= 1000.0 \text{ mm} & \text{설계전단력} &= 218.36 \text{ kN} \\
 \text{단면높이} &= 500.0 \text{ mm} & \phi_f &= 0.85 \\
 d' &= 80.0 \text{ mm} & \phi_s &= 0.75 \\
 c &= A_s \cdot f_y / (\alpha \cdot f_{ck} \cdot b) = (1588.8 \times 400) / (0.85 \times 0.85 \times 27 \times 1000) \\
 &= 32.6 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

압축측 콘크리트가 변형을 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \epsilon_c(d/c-1) \text{ 에서} \\
 &= 0.003 \cdot (d/c-1) = 0.003 \times (420/32.6-1) = 0.0357 \\
 \therefore \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로} \quad \phi_f = 0.85
 \end{aligned}$$

가. 휨철근량의 계산

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0.85 \\
 p_{min} &= 1.4 / f_y = 1.4 / 400 = 0.0035 \\
 p_{max} &= \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_{ck} \cdot 600}{f_y \cdot (600 + f_y)} = 0.0209
 \end{aligned}$$

필요휨철근량 =

$$\begin{aligned}
 &\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y)^2 - 57800000 \cdot f_y^2 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot f_y} \\
 &= 692.08 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00165]
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (4/3)\text{필요량} &= 692.08 \times 4 / 3 = 922.77 \text{ mm}^2 \\
 \text{최소철근량} &= 0.0035 \times 1000 \times 420 = 1470.00 \text{ mm}^2 \\
 \text{최대철근량} &= 0.0209 \times 1000 \times 420 = 8778.00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

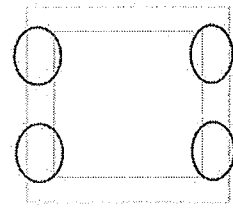
$$\begin{aligned}
 \text{사용철근량} &= \text{1단 철근 : } H \quad 16 @ 250 + H \quad 16 @ 250 = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad [4 + 4 \text{ ea/m}] \\
 &\quad \text{2단 철근 : } H \quad 0 @ 0 + H \quad 0 @ 0 = 0.0 \text{ mm}^2 \quad [0 \quad 0 \text{ ea/m}]
 \end{aligned}$$

$$= 1588.80 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00378]$$

$$\text{철근량검토 : } 922.77 < 1588.80 < 8778.00 \quad ; \quad \text{O.K}$$

$$\phi M_n = \phi \cdot [A_s \cdot f_y \cdot (D - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot B})] = 219.401 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \phi M_n / M_u = 219.401 / 97.41 = 2.25 \quad ; \quad \text{O.K}$$



< KEY MAP >

나. 전단철근량의 계산

$$\begin{aligned}\text{콘크리트 분담 전단력} &= \psi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 272.798 \text{ kN} \\ \text{단면의 극한 전단력} &= \psi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 1363.990 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\therefore 218.357 \leq 272.798 : \text{최소전단철근 필요}$$

$$\begin{aligned}\text{전단철근 최대 간격} &= D / 2 \text{ (} < 600\text{mm)} = 210.0 \text{ mm} \\ \text{필요 전단 철근량} &= 0.35 \cdot B \cdot s / f_y = 131.25 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{사용 전단철근 규격} &= \text{H 13} \\ \text{간격} &= 150.0 \text{ mm} \\ \text{갯수} &= 2.00 \text{ ea} \\ \text{철근량} &= 126.7 \times 2 = 253.40 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\psi V_n = \psi \cdot V_c + \frac{\psi \cdot A_v \cdot f_y \cdot D}{s} = 485.700 \text{ kN}$$

$$\therefore \psi V_n / V_u = 485.7 / 218.357 = 2.22 : \text{O.K}$$

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, f_s

$$\begin{aligned}k &= -np + \sqrt{[2np + (np)^2]} \quad [\because n = E_s / E_c = 7.5 \approx 7] \\ &= -7 \times 0.00378 + \sqrt{[2 \times 0.0265 + 0.0265^2]} = 0.205 \\ j &= 1 - k / 3 = 1 - 0.21 / 3 = 0.932 \\ f_s &= M / [A_s \cdot d \cdot j] = 97.892 \text{ MPa}\end{aligned}$$

주철근 간격

$$\begin{aligned}C_c &= d_f' - d_b/2 = 80 - 15.9 / 2 = 72 \text{ mm} \quad (\text{여기서, } d_b = 16) \\ s_1 &= 375 (210 / f_{st}) - 2.5 C_c = 624 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 (210 / f_{st}) = 644 \text{ mm} \\ &> s = 125.0 \text{ mm} \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

라. 배력철근의 계산

$$\text{최소배력철근량} = 0.00200 \text{ (단면적비)}$$

$$\begin{aligned}\text{필요철근량} &= 500 \times 1000 \times 0.002 = 1000.00 \text{ mm}^2 \\ \text{사용철근량} &= \text{H 13} - 10 \text{ 개} \\ &= 126.7 \times 10 = 1267.00 \text{ mm}^2 : \text{O.K}\end{aligned}$$

(4) 슬래브 단기간 중앙부

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 27.0 \text{ MPa} & \text{측면피복두께} &= 70.00 \text{ mm} \\ f_y &= 400.0 \text{ MPa} & \text{설계모멘트} &= 11.77 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \text{단면 폭} &= 1000.0 \text{ mm} & \text{설계전단력} &= 0.00 \text{ kN} \\ \text{단면높이} &= 500.0 \text{ mm} & \psi_f &= 0.85 \\ d' &= 70.0 \text{ mm} & \psi_s &= 0.75 \end{aligned}$$

$$c = A_s \cdot f_y / (\alpha \cdot f_{ck} \cdot b) = (1146 \times 400) / (0.85 \times 0.85 \times 27 \times 1000) = 23.5 \text{ mm}$$

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \epsilon_c(d/c-1) \text{ 에서} \\ &= 0.003 \cdot (d/c-1) = 0.003 \times (430/23.5-1) = 0.0519 \\ \therefore \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로} \quad \psi_f = 0.85 \end{aligned}$$

가. 휨철근량의 계산

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0.85 \\ p_{min} &= 1.4 / f_y = 1.4 / 400 = 0.0035 \end{aligned}$$

$$p_{max} = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_{ck} \cdot 600}{f_y \cdot (600 + f_y)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\begin{aligned} & \frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot f_{ck} \cdot f_y)^2 - 57800000 \cdot f_y^2 \cdot f_{ck} \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot f_y} \\ &= 80.62 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00019] \end{aligned}$$

$$(4/3) \text{필요량} = 80.62 \times 4 / 3 = 107.49 \text{ mm}^2$$

$$\text{최소철근량} = 0.0035 \times 1000 \times 430 = 1505.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{최대철근량} = 0.0209 \times 1000 \times 430 = 8987.00 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= 1\text{단 철근} : H \quad 19 @ 500 + H \quad 19 @ 500 = 1146.0 \text{ mm}^2 \quad [2 + 2 \text{ ea/m}] \\ & \quad 2\text{단 철근} : H \quad 0 @ 0 + H \quad 0 @ 0 = 0.0 \text{ mm}^2 \quad [0 \quad 0 \text{ ea/m}] \end{aligned}$$

$$= 1146.00 \text{ mm}^2 \quad [p = 0.00267]$$

$$\text{철근량검토} : 107.49 < 1146.00 < 8987.00 : \text{O.K.}$$

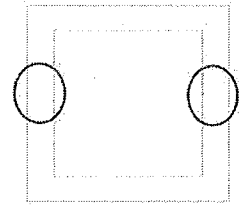
$$\psi M_n = \psi \cdot [A_s \cdot f_y \cdot (D - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot B})] = 163.654 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \psi M_n / M_u = 163.654 / 11.768 = 13.91 : \text{O.K.}$$

나. 전단철근량의 계산

$$\begin{aligned} \text{콘크리트 분당 전단력} &= \psi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 279.293 \text{ kN} \\ \text{단면의 극한 전단력} &= \psi \cdot (1/6 + 2/3) \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot D = 1396.466 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\therefore 0 < 279.293 / 2 = 139.647 : \text{전단철근 불필요}$$



< KEY MAP >

나. 평균열 제어 검토

주철근 응력, f_s

$$k = -np + \sqrt{[2np + (np)^2]} \quad [\because n = E_s / E_c = 7.5 \approx 7]$$

$$= -7 \times 0.00267 + \sqrt{[2 \times 0.0187 + 0.0187^2]} = 0.176$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.18 / 3 = 0.941$$

$$f_s = M / [A_s \cdot d \cdot j] = 15.861 \text{ MPa}$$

주철근 간격

$$C_c = d_t' - d_b / 2 = 70 - 19.1 / 2 = 60 \text{ mm} \quad (\text{여기서, } d_b = 19)$$

$$s_1 = 375 (210 / f_{st}) - 2.5 C_c = 4814 \text{ mm} > s = 250.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$s_2 = 300 (210 / f_{st}) = 3972 \text{ mm}$$

다. 배력철근의 계산

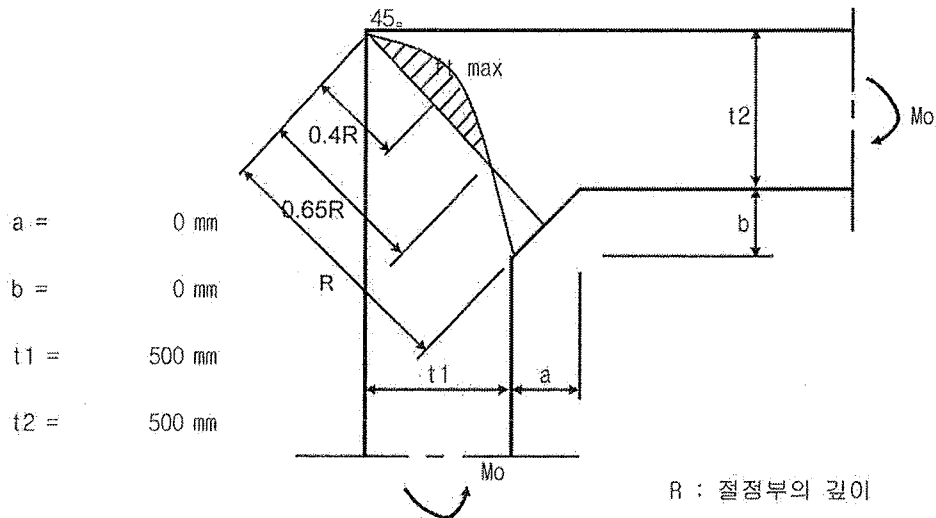
$$\text{최소배력철근량} = 0.00200 \text{ (단면적비)}$$

$$\text{필요철근량} = 500 \times 1000 \times 0.002 = 1000.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} = H 13 - 10 \text{ 개} = 126.7 \times 10 = 1267.00 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

9. 우 각 부 보 강

1) 단부



$$M_0 = 61.939 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \tau_c = 0.13 \sqrt{f_{ck}} = 0.675 \text{ MPa}$$

$$R = \sqrt{(t1^2 + t2^2)} + \sqrt{(a^2 + b^2)} / 2 = 707.11 \text{ mm}$$

$$0.65 R = 459.62 \text{ mm (절점부의 깊이)}$$

★ 최대인장응력

$$f_{tmax} = \frac{5 M_0}{R^2 W}$$

$$= \frac{5 \times 61.939 \times 1000 \times 10^3}{707.11^2 \times 459.62}$$

$$= 1.348 \text{ MPa} > \tau_c \text{ 이므로 우각부에 철근으로 보강하여야 한다.}$$

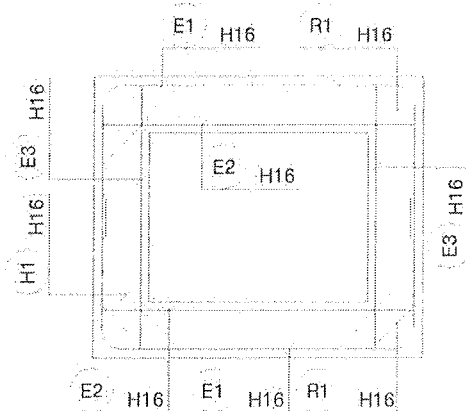
$$A_g = \frac{2 M_0}{R f_{sa}} = \frac{A_s'}{1}$$

$$= \frac{2 \times 61.939 \times 10^6}{707.107 \times 180} = \frac{199}{1}$$

$$\therefore \text{보강철근 } A_s = 973.28 - 198.6 = 774.68 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{사용철근 : H 19 @ 250.0 mm - 2.0 개 = 2292.00 mm}^2$$

1 C.T.C 250



2 C.T.C 250

